

**ДЕРЖАВНИЙ КОМІТЕТ ПО ВОДНОМУ ГОСПОДАРСТВУ
УКРАЇНИ**

**ВКАЗІВКИ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ НАПІРНИХ ЗЕМЛЯ-
НИХ СПОРУД ВОДОГОСПОДАРСЬКОГО
І МЕЛІОРАТИВНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ**

**Посібник до ДБН В.2.4-1-99
“Меліоративні системи і споруди”**

**ВІДКРИТЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО “УКРВОДПРОЕКТ”
КИЇВ 2006**

ПЕРЕДМОВА

Розроблений

ВАТ "Український головний проектно-розвідувальний та науково-дослідний інститут меліоративного і водогосподарського будівництва" (Дупляк В.Д., канд. тех. наук, проф., акад. АБУ; Губина М. І.)

За участю:

Державного комітету по водному господарству України (Тугай В. М.)

Внесений та підготовлений
для затвердження

Відділом наукового та інформаційно-технічного
забезпечення Держводгоспу України

Затверджений

Наказом ВАТ "Укрводпроект"
від 25 грудня 2006 р. № 28-0

ВСТУП

Посібник ”Вказівки щодо проектування напірних земляних споруд водогосподарського і меліоративного призначення” розроблено у розвиток ДБН В.2.4-1-99 “Меліоративні системи і споруди “ відповідно до технічного завдання на його розроблення.

У Посібнику викладено нормативні вимоги, якими слід керуватися під час розроблення проектів напірних земляних споруд, які будують з пошаровим відсипанням ґрунту насухо.

Під час розроблення Посібника використано нормативні документи, що діють на території України, а також науково-технічні дослідження з цієї теми.

Посібник призначено для інженерно-технічних працівників проектних інститутів Держводгоспу України, що проектують напірні земляні споруди водогосподарського і меліоративного призначення.

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1 Цей «Посібник...» поширюється на проектування і реконструкцію насипних гребель (напірних дамб) з ґрунтових матеріалів (земляних насипних) водогосподарського призначення.

1.2 У процесі проектування і зведення земляних гребель необхідно враховувати основні вимоги:

а) закладення укосів гребель мають забезпечувати стійкість споруди і її основи за всіх можливих умов будівництва та експлуатації;

б) укоси і гребінь греблі повинні мати покриття, що захищають їх від хвильових, льодових і атмосферних впливів;

в) дренажні пристрої мають забезпечувати збирання й організоване відведення води, що фільтрується, і запобігати деформації в тілі та основі споруди;

г) будівельні та експлуатаційні деформації греблі, її окремих елементів і основи не повинні спричинювати порушення нормальної роботи споруди.

1.3 Особливості проектування. Проектування гребель включає два етапи: попередній – намічають основні параметри з використанням методу аналогів або наближених залежностей; розрахунковий – уточнюють параметри з урахуванням конкретних топографічних і кліматичних умов стійкості й міцності, фільтрації в тілі греблі, в основі і в обхід споруди, способу виконання робіт тощо.

Розрахунки на міцність і стійкість гребель здійснюють для двох поєднань навантаження: основного, що включає постійні, тимчасові тривалі, короточасні навантаження і впливи у процесі нормальної експлуатації, і особливого, що включає додаткові навантаження у разі катастрофічних умов.

1.4 Класифікація. Ґрунтові греблі класифікують за використаними матеріалами*, способом зведення, конструкціями протифільтраційних пристроїв у тілі та основі греблі.

По висоті земляні греблі поділяють на: низькі (напір $H < 15$ м), середньої висоти ($15 \text{ м} \leq H \leq 50 \text{ м}$) і високі ($H > 50 \text{ м}$).

Класи гребель визначаються їхньою висотою, видом ґрунтів основи і характером наслідків у разі аварії.

Типи гребель слід вибирати виходячи з інженерно-геологічних умов в основі і берегах, гідрологічних і кліматичних умов, напору і розрахункових витрат води, наявності місцевих будівельних матеріалів, з сейсмічності району будівництва, умов пропуску будівельних витрат і загальної схеми організації виконання робіт, наявної будівельної техніки, термінів уведення споруди в експлуатацію тощо.

* В подальшому викладі буде розглянуто тільки земляні насипні греблі

2 ЗЕМЛЯНІ НАСИПНІ ГРЕБЛІ

2.1 Земляні насипні греблі за конструкцією тіла і протифільтраційних пристроїв у їхній основі згідно зі СНиП 2.06.05.84* поділяють на такі основні види (таблиця 2.1, рисунок 2.1).

Таблиця 2.1

Характерні конструктивні ознаки тіла греблі	Види гребель
Протифільтраційні пристрої в основі греблі	Однорідні (рисунок 2.1, а); неоднорідні (рисунок 2.1 б, в); з екраном з негрунтових матеріалів (рисунок 2.1, г); з негрунтовою діафрагмою (рисунок 2.1, д); з ґрунтовим екраном (рисунок 2.1, ж); зі стінкою, шпунтом (рисунок 2.1, е), зубом (рисунок 2.1, з), з понуром (рисунок 2.1, жс)

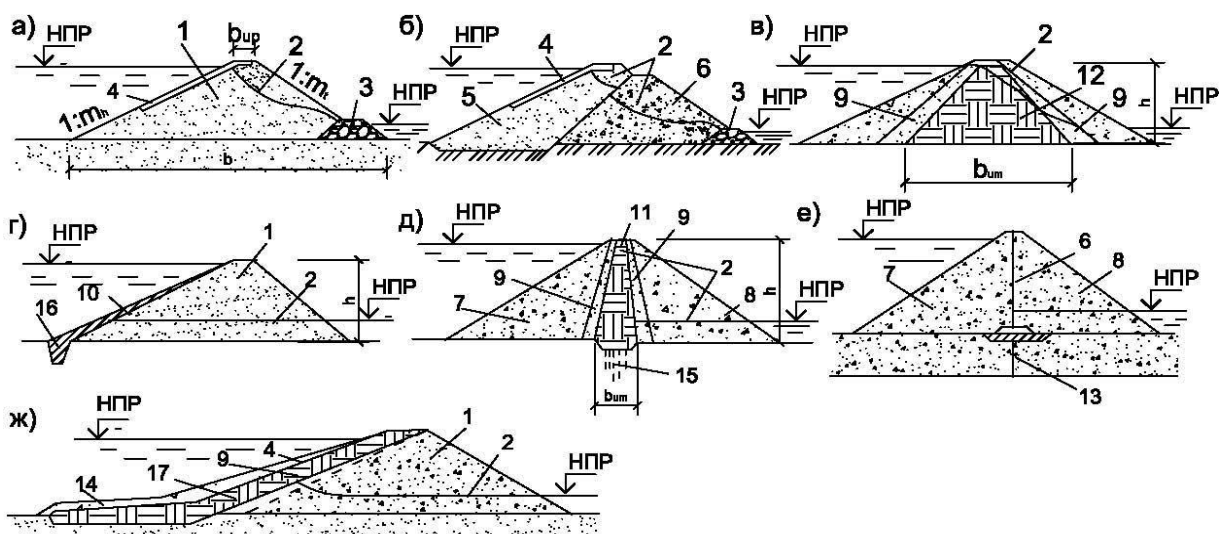


Рисунок 2.1 – Види земляних насипних гребель:

а-жс: 1 – тіло греблі; 2 – поверхня депресії; 3 – дренаж; 4 – кріплення укосів; 5 – верхова ґрунтова протифільтраційна призма; 6 – діафрагма; 7 – верхова призма; 8 – низова призма; 9 – перехідний шар; 10 – екран з негрунтових матеріалів; 11 – ґрунтове ядро; 12 – центральна ґрунтова протифільтраційна призма; 13 – шпунт або стінка; 14 – понур; 15 – ін'єкційна (цементацийна) завіса (висяча); 16 – зуб; 17 – ґрунтовий екран; h – висота греблі; b – ширина греблі понизу; b_{um} – ширина протифільтраційного пристрою понизу; b_{up} – ширина греблі по гребеню; m_h – коефіцієнт верхового укосу; m_t – коефіцієнт низового укосу

Примітка 1. Грунтові протифільтраційні пристрої неоднорідної греблі при великій їх товщині b_{um} ($h/b_{um} < 1,0$) називають верховими (рисунок 2.1, б) або центральними (рисунок 2.1, в) призмами (протифільтраційними) відповідно до їх розміщення.

Примітка 2. Конструкції тіла греблі можуть поєднуватися з різними конструкціями протифільтраційних пристроїв у її основі; вибір залежить від геології основи і обґрунтовується розрахунками і техніко-економічним зіставленням варіантів; можливе спряження тіла греблі з основою без протифільтраційних пристроїв.

2.2 Під час будівництва гребель двома або кількома чергами слід, як правило, проектувати їх однорідними або неоднорідними з протифільтраційною верховою призмою або екраном.

Вимоги до ґрунтових матеріалів для будівництва гребель

2.3 Для земляних насипних гребель слід використовувати всі види ґрунтів за винятком тих, що містять водорозчинні включення хлоридних солей понад 5 %, сульфатних або сульфатохлоридних – понад 10 % за масою, а також ґрунтів, які містять нерозкладені органічні речовини (рештки рослин) – понад 5 % за масою або повністю розкладені органічні речовини, що перебувають в аморфному стані, – понад 8 % за масою.

2.4 Для будівництва насипних гребель або їхніх елементів рекомендують такі види ґрунтів:

Тип греблі та її елементи	Рекомендовані ґрунти
Однорідні греблі низької та середньої висоти	Суглинки, супіски, піщані ґрунти, що мають потрібну фільтраційну міцність і водопроникність. Важкі глинисті та мулисті ґрунти допускаються лише за наявності відповідного техніко-економічного обґрунтування
Низові частини профілю неоднорідних земляних насипних гребель	Піщані, гравійно-галечникові та великоуламкові
Ґрунтові протифільтраційні пристрої (екрани, ядра, понури, зуби)	Ґрунти з коефіцієнтом фільтрації $K \leq 10^{-6}$ м/с; глинисті ґрунти (найбільш придатні) з числом пластичності $I_p \geq 0,05$ (у разі обґрунтування $I_p \geq 0,03$); торф зі ступенем розкладання ≥ 50 % (для екранів і понурів гребель III і IV класів заввишки до 20 м)
Зворотні фільтри дренажів, перехідних зон і кріплення укосів	Піщані, гравійно-галечникові ґрунти, подрібнені скельні породи, що характеризуються достатньою міцністю, морозостійкістю, нерозмивністю у воді і не містять водорозчинних включень

2.5 При оцінюванні якості ґрунтів нескельної основи слід звертати особливу увагу на наявність в ній:

– суфозійних ґрунтів;

– глинистих ґрунтів, в яких у процесі будівництва греблі може розвиватися поровий тиск у зв'язку з консолідацією їх.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів

2.6 Для проектування гребель і дамб з ґрунтових матеріалів необхідно визначати такі основні характеристики ґрунтів, призначених для укладання в тіло споруд:

– зерновий склад, а для глинистих ґрунтів, що їх відсипають у воду, – додатково кількісний вміст грудок ґрунту за розміром;

– щільність ґрунту ρ ;

– щільність частинок ґрунту ρ_s ;

– вологість ґрунту W ;

– щільність сухого ґрунту ρ_d при вологості $W = 0$ (для сипких ґрунтів в максимально щільному $\rho_{d\max}$ і максимально пухкому $\rho_{d\min}$ стані;

– оптимальну вологість W_{opt} і оптимальну щільність сухого ґрунту ρ_{dopt} ;

– границі пластичності для глинистих ґрунтів (текучості W_L і розкочування W_P), а у разі потреби – і максимальну молекулярну вологоємність W_m , а також мінеральний склад глинистих часточок;

– міцнісні: кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення C , а також міцність на одноосове розтягування σ_t (якщо потрібно перевірити тріщиностійкість глинистих проти-фільтраційних пристроїв гребель і дамб);

– деформованості (коефіцієнт ущільнення a , модуль деформації E і коефіцієнт поперечного розширення ν);

– коефіцієнт фільтрації K ;

– показник фільтраційної міцності ґрунтів: критичні градієнти напору (під час розрахунків випору $I_{сч,u}$, суфозії $I_{сч,p}$ і контактного розмивання $I_{сч,c}$ та критичні швидкості фільтрації;

– показники просадочності для глинистих (лесових) ґрунтів;

– характеристики набухання і осідання для глинистих ґрунтів, а також випинання у разі впливу негативних температур.

2.7 Характеристики ґрунтів (міцнісні, деформаційні й фільтраційні) слід визначати експериментально з урахуванням стану ґрунтів за щільністю і вологістю, в якому ґрунт буде перебувати у процесі будівництва та експлуатації греблі.

2.8 Характеристики ґрунтів, призначених для укладання в тіло гребель і дамб, а також ґрунтів основ слід встановлювати за матеріалами інженерно-геологічних і гідрогеологічних вишукувань і досліджень.

2.9 Щільність укладання ґрунту земляних насипних гребель слід визначати з урахуванням:

– досліджень властивостей ґрунтового матеріалу і розміщення його у тілі греблі (як по висоті, так і за елементами профілю);

- зовнішніх навантажень;
- напружено-деформованого стану;
- способу відсипання і ущільнення ґрунтового матеріалу та інтенсивності зведення.

Щільність укладання ґрунту, як правило, визначають змінною по висоті греблі. При цьому, враховуючи зміну його фізико-механічних властивостей у процесі будівництва й експлуатації споруди, щільніший ґрунт приймають для нижніх частин греблі. На рисунку 2.2 наведено зерновий (гранулометричний) склад різних типів ґрунтів.



Рисунок 2.2 – Зерновий (гранулометричний) склад різних ґрунтів

2.10 Найбільшого ефекту ущільнення глинистого ґрунту можна досягти, якщо він має оптимальну вологість W_{opt} . Вибір оптимальної вологості залежить від типу ґрунту, типу котка, кількості проходок тощо.

Для попереднього визначення оптимальної вологості W_{opt} можна керуватися рекомендацією: $W_{opt} = W_p - (2-4 \%)$. Зменшення вологості на 2 % нижче межі розкочування W_p відповідає жирнішому ґрунту, а на 4 % – піснішому.

У виробничих умовах оптимальну вологість уточнюють на основі досліdnого уковчування виробничими механізмами.

Основні положення вибору конструкції гребель

2.11 Вибір гребель як підпірної споруди здійснюють на основі аналізу техніко-економічного зіставлення варіантів різного типу гребель.

Вибираючи тип ґрунтової греблі, слід розглядати такі умови:

- наявність матеріалів для зведення тіла греблі поблизу створу.

За наявності великоуламкових ґрунтів (камінь, щебінь, галька, гравій) насамперед необхідно розглянути варіанти гребель з протифільтраційними пристроями у вигляді ядер

або екранів і упорними призмами з великоуламкових ґрунтів. Греблі такого типу мають найбільш обтиснутий профіль;

- інженерно-геологічні умови створу, його особливості: водопроникність ґрунту або скельних порід в основі греблі та їхні міцнісні властивості. За наявності в основі ґрунтів з низькими міцнісними характеристиками проектують греблі розплатаного профілю.
- гідрологічні умови створу і можливості пропуску паводкових витрат;
- кліматичні умови у створі будівництва (тривалий період низьких температур, велика кількість атмосферних опадів, тривалий період високих температур);
- сейсмічність району, оскільки конструкція греблі має забезпечувати її надійність при землетрусах. За сейсмостійкістю перевагу слід віддавати греблям з великоуламкових ґрунтів значної проникності з протифільтраційними елементами, здатними витримувати значні деформації;
- виконання робіт (наявність парку будівельних машин, досвід будівельної організації тощо).

Після техніко-економічного порівняння варіантів, а також з урахуванням експертних оцінок приймають тип греблі і вирішують такі завдання:

- визначення основних габаритів греблі: закладання верхового і низового укосів, ширина гребеня греблі, у разі потреби – положення і ширина бERM на укосах;
- вибір типу і конструювання покриття укосів і гребеня греблі;
- вибір типу і конструювання протифільтраційних пристроїв у тілі греблі;
- вибір і конструювання дренажних пристроїв;
- конструювання підземного контуру греблі з ув'язкою з прийнятими протифільтраційними і дренажними пристроями греблі;
- визначення типу спряження тіла греблі з основою і берегами залежно від конструкції греблі та її підземного контуру.

У процесі конструювання перелічених елементів їх ув'язують один з одним. Так, протифільтраційні й дренажні пристрої часто визначають тип греблі.

Проект греблі включає також розділ виконання робіт і встановлення засобів вимірювання для спостереження за поведінкою гребель в період будівництва й експлуатації.

Контур гребеня і укосів греблі

2.12 Гребінь греблі. Ширину гребеня приймають не менше 4,5 м, виходячи з умов виконання робіт і експлуатації. Якщо по гребеню греблі передбачено будівництво дороги, то його ширина і тип покриття проїжджої частини залежать від її категорії.

Глинисті ґрунти тіла греблі у зоні гребеня захищають шаром з незв'язних ґрунтів завтовшки не менше розрахункової глибини промерзання.

Перевищення h_s гребеня греблі над розрахунковим рівнем води у водосховищі визначають за формулою

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{nm1\%} + a, \quad (2.1)$$

де Δh_{set} – висота вітрового нагону;

$h_{run1\%}$ – висота нахату вітрової хвилі 1 % забезпеченості;

a – запас по висоті греблі.

Значення Δh_{set} і $h_{run1\%}$ визначають згідно зі СНиП 2.06.04. Конструктивний запас a приймають як більше зі значень 0,5 м або $0,1 h_{1\%}$ ($h_{1\%}$ – висота хвилі 1 %-ної ймовірності перевищення). Розрахунок за формулою (2.1) здійснюють для двох рівнів – НПР і ФПР. Як розрахункову приймають більшу позначку гребеня. Розрахунок параметрів вітрового хвилювання наведено в обов'язковому додатку 2.

2.13 Укоси греблі. Крутизну укосів греблі слід визначати виходячи з умов стійкості їх, при цьому враховують:

фізико-механічні характеристики ґрунтів укосів і основи;

сили, що діють на укоси: власна маса, вплив води (зважування, фільтраційні сили, капілярний тиск, вітрова хвиля, сейсмічні, динамічні, зовнішні навантаження на гребені і укосах тощо);

висоту греблі;

роботи, пов'язані з будівництвом греблі, та умови її експлуатації.

Для попереднього визначення крутизни укосів допускається користуватися аналогічними даними побудованих споруд з подальшою перевіркою розрахунком стійкості укосів.

За наявності на верховому укосі греблі екрану, утвореного матеріалом, що має нижчі значення φ і C порівняно з відповідними характеристиками ґрунтів тіла греблі – крутизну верхового укосу слід визначати з урахуванням не тільки ймовірності обвалення укосу в цілому, а й зсув екрану по контакту з тілом греблі, а також зсув захисного шару по поверхні екрану.

На укосах гребель, як правило, слід передбачати влаштування берм, визначаючи кількість їх залежно від висоти греблі, умов виконання робіт, типів кріплення укосів і його загальної стійкості.

Орієнтовні значення закладання (крутизни) укосів гребель на досить стійких ґрунтах основи залежно від їх висоти наведено в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Орієнтовні значення закладання укосів

Висота греблі, м				
5	5–10	10–15	15–50	50
Верховий укіс m_h				
2,0–2,5	2,25–2,75	2,5–3,0	3,0–4,0	4,0–5,0
Низовий укіс m_t				
1,75–2,0	1,75–2,25	2,0–2,5	2,5–4,0	4,0–4,5

Закладання укосів гребель середньої висоти і високих, як правило, змінюють по висоті, роблячи укіс крутішим до гребеня і пологішим до підосви. Вологіші верхові укоси

приймають, якщо потрібно привантажити довгі понури або влаштувати екран з ґрунтів з низькими міцнісними характеристиками. Пологий низовий укіс утворюється, якщо потрібно при вантажити основу для забезпечення загальної стійкості греблі. За наявності в основі слабких ґрунтів укоси греблі можуть бути пологішими, ніж це зазначено в таблиці 2.2.

Визначення крутизни хвилестійкого неукріпленого укосу греблі з піщаного ґрунту для «профілю динамічної рівноваги» викладено в рекомендованому додатку 3.

Берми. Їх звичайно передбачають на верховому укосі для упору кріплення, а на низовому – для збирання і відведення дощового стоку і талих вод. Ширина берми – 4–5 м. На низовому укосі берми розміщують через 10-15 м по висоті греблі.

Кріплення укосів

2.14 Укоси земляних насипних гребель слід захищати спеціальними кріпленнями, розрахованими на дію хвиль, криги, течії води, зміну рівня води, атмосферні опади тощо (обов'язковий додаток 2).

2.14.1 Для захисту верхового укосу, як правило, слід застосовувати такі види кріплень:

- кам'яні (насіпні);
- бетонні монолітні, залізобетонні збірні і монолітні;
- асфальтобетонні;
- біологічні.

2.14.2 Кріплення верхового укосу греблі поділяють на основне, розміщене у зоні максимальних хвильових і льодових дій, що мають місце в експлуатаційний період, і полегшені – нижче основного кріплення.

2.14.3 Нижню межу основного кріплення слід визначати від мінімального рівня спрацювання водосховища на глибині $h = 2h_{1\%}$. При цьому нижня межа основного кріплення має бути нижча за мінімальний рівень спрацювання водосховища не менше ніж на $1,5t$, де t – розрахункова товщина льодового покриву.

2.14.4 Для кріплення укосів кам'яним накидом слід застосовувати, як правило, несортований камінь (гірську масу).

2.14.5 Товщину кам'яного накиду слід приймати з урахуванням можливості часткового винесення дрібних часточок з накиду під час хвильових дій, переміщення великого каміння, ущільнення матеріалу кріплень, але не менше ніж $3d_{s85}$, де d_{s85} – діаметр каменя, маса якого з масою дрібніших фракцій становить 85 % маси всього кам'яного накиду кріплення.

2.14.6 Монолітні залізобетонні кріплення укосів слід проектувати, як правило, у вигляді секцій розміром не більше ніж 45 м×45 м кожна, розділених між собою температурно-поперечними і осадовими поздовжніми швами. Секції кріплення слід проектувати складеними з окремих плит.

Плити, як правило, необхідно приймати прямокутної форми зі співвідношенням сторін $1 \leq (\ell_{se}/B_{se}) \leq 2$, де B_{se} – менша сторона, що її розміщують перпендикулярно урізу

води; розмір B_{se} приймають рівним $0,4\lambda$, де λ – розрахункова довжина хвилі, але не більше ніж 20 м.

2.14.7 Товщину монолітних і збірних залізобетонних кріплень слід визначати розрахунком відповідно до СНиП 2.06.04*.

2.14.8 Якщо у гребель укоси будуть пологі ($m = 7-12$) і висота хвилі не перевищує 1 м, можна застосовувати полегшене кріплення у вигляді шару великоуламкового ґрунту, крупність частинок і товщину якого слід визначати розрахунком.

2.14.9 Кріплення низового укосу слід вибирати залежно від матеріалу, з якого зведена низова призма греблі, для захисту його від атмосферних дій. Для кріплення низового укосу з піщаних або глинистих ґрунтів слід застосовувати сіяння трав по шару рослинного ґрунту завтовшки 0,2–0,3 м, відсіпання щебеню або гравію завтовшки 0,2 м.

Якщо низовий укіс зазнає дії криги і хвиль з боку нижнього б'єфа, його кріплення слід розраховувати так само, як і для верхового укосу.

2.14.10 Зворотні фільтри під кріпленням укосів у вигляді кам'яного накиду, плити з відкритими швами можуть складатися з одного шару різнозернистого матеріалу або двох шарів матеріалів з різними за крупністю частинками, а також зі штучних водопроникних матеріалів (геотекстиль, скловолокно, скловата та ін.).

2.14.11 Під зворотними фільтрами на укосах глинистих, дрібнозернистих піщаних або розріджуваних при динамічних навантаженнях ґрунтів слід укладати піщане привантаження, зерновий склад і товщину якої встановлюють на основі даних досліджень і розрахунків.

2.14.12 Під кріпленнями з монолітних або збірних залізобетонних плит (з ущільненими швами або замоноліченими в секції) на укосах з піщаних або глинистих ґрунтів слід, як правило, укладати одношаровий зворотний фільтр.

2.14.13 Крутизну неукріпленого хвильстійкого ґрунтового укосу слід приймати відповідно до розрахункової хвильової дії. При цьому контур укосу необхідно приймати з урахуванням «профілю динамічної рівноваги» (додаток 3).

Конструкції та розрахунок кріплень укосів земляних насипних гребель наведено в обов'язковому додатку 4.

Противільтраційні пристрої

2.15 Противільтраційні пристрої слід вибирати залежно від виду земляної греблі, характеристики ґрунтів її тіла і основи, наявності необхідних ґрунтових або неґрунтових матеріалів для противільтраційних пристроїв, висоти греблі, положення водопору основи і умов виконання робіт.

2.15.1 Противільтраційні пристрої слід влаштовувати із слабководонепроникних ґрунтів (глинистих, піщаних, глинобетону, а також торфу) або неґрунтових матеріалів (бетон, залізобетон, полімерні або бітумні матеріали) у вигляді верхової або центральної противільтраційної призми екрана, діафрагми, ядра, понура, шпунта, стінки, цементацийної та інших завіс, а у разі відповідного обґрунтування – у вигляді комбінованої конструкції з ґрунтових і неґрунтових матеріалів.

2.15.2 Товщину ґрунтового екрана або ядра греблі слід збільшувати зверху вниз. Мінімальну товщину екрана або ядра визначають з умов виконання робіт, але не менше ніж 0,8 м, а понизу – таку, щоб градієнт напору фільтраційного потоку, прийнятий для глинобетону, глини і суглинку, задовольняв критерій фільтраційної міцності згідно з 3.5 за формулою (3.1).

2.15.2 Гребінь ґрунтового екрана (після остаточного осідання греблі) має перевищувати форсований рівень води у верхньому б'єфі з урахуванням висоти хвилі і нагону рівня води, як зазначено у 2.12 за формулою (2.1).

2.15.3 За умови глибокого залягання водоупору екран (ядро) верхового укосу слід передбачати з влаштуванням понуру або завіси. Понур, як правило, необхідно виконувати з того самого матеріалу, що і екран (ядро).

Довжину понура слід визначати залежно від допустимих фільтраційних витрат, а також виходячи з умови запобігання небезпечним фільтраційним деформаціям ґрунту основи греблі (обов'язковий додаток 5).

Товщину понура слід приймати виходячи з умови забезпечення його фільтраційної міцності згідно з формулою (3.1) (див. 3.5). Найменшу конструктивну товщину ґрунтового покриття приймають не менше ніж 0,5 м.

У разі, якщо під екраном лежить крупнозернистий ґрунт тіла греблі, між екраном і цим ґрунтом слід укладати зворотний фільтр (те саме при проектуванні понура на крупнозернистому ґрунті основи).

2.15.4 Асфальтобетонні екрани слід влаштовувати з гідротехнічного асфальтобетону із показниками його фізико-механічних характеристик, заданими за умовами роботи конструкції: стійкості на укосі, тріщиностійкості при негативних температурах повітря, міцності на втомлюваність і жорсткості під час хвильових навантажень. Конструкція екрана має виключати появу продавлювання під екраном.

Підготовку під екран виконують за принципом перехідного шару.

Склад ґрунту перехідних шарів слід визначати виходячи з умови запобігання прониканню його в пори асфальтобетону екрана (діафрагми) та його непросипання в пори ґрунту греблі.

2.15.5 Протифільтраційні пристрої з полімерних матеріалів (плівки поліетиленові, полівінілхлоридні, бутилкаучукові) слід передбачати у вигляді екрана або діафрагми.

Спряження пліткових екранів з основою середовища здійснюють за допомогою траншеї (штраби), яку заповнюють пластичним місцевим ґрунтом або бетоном.

Розрахунок пліткових екранів викладено в рекомендованому додатку 6.

Дренажні пристрої

2.15.6 Влаштування дренажу тіла земляної греблі слід проектувати з метою:

- а) організованого відведення води, що фільтрується через тіло і основу греблі у нижній б'єф;
- б) запобігання виходу фільтраційного потоку на низовий укіс і в зону, що зазнає промерзання;
- в) економічно обґрунтованого зниження депресійної поверхні для підвищення стійкості низового укосу (внутрішній дренаж);
- г) підвищення стійкості верхового укосу у разі швидкого спрацювання водосховища;
- д) організоване відведення фільтраційного потоку в нижній б'єф за межі споруди.

2.15.7 Розміри дренажних пристроїв слід визначати для кожного конкретного випадку виходячи з фізичних характеристик ґрунтів тіла і основи греблі, їх суфозійних і фільтраційних умов, що виключають кольматаж ґрунту в зоні дренажу.

Конструкції дренажних пристроїв низової частини греблі наведено на рисунку 2.3.

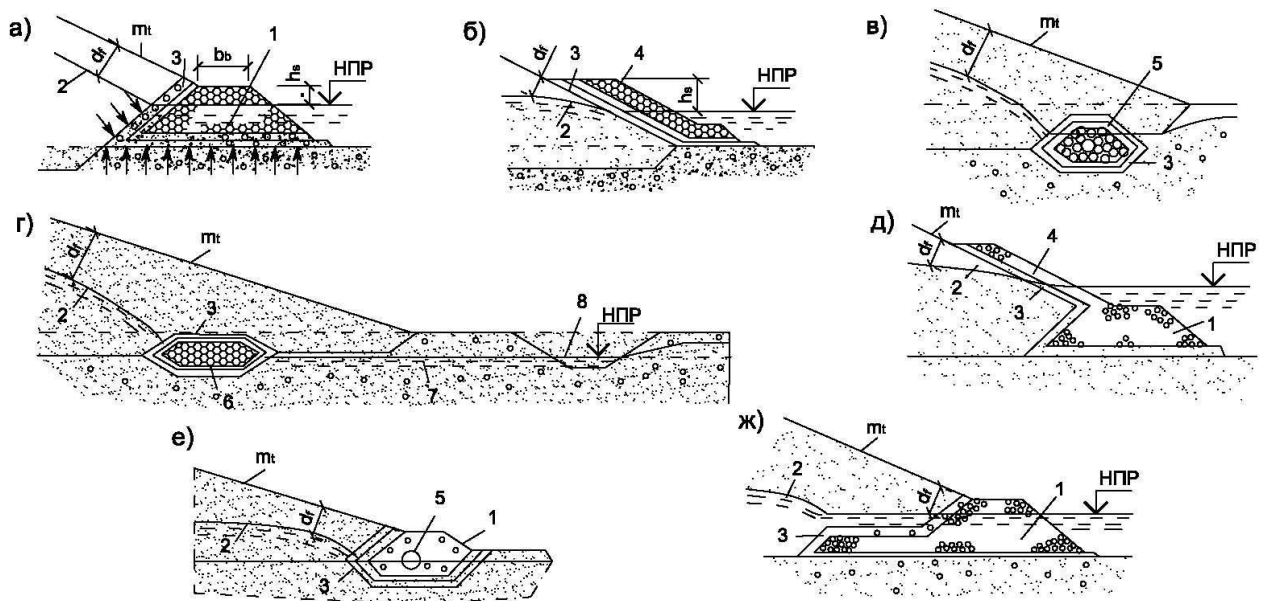


Рисунок 2.3 – Основні типи дренажу

У руслі: а – дренажний банкет; б – наслідний дренаж.

На березі: в – трубчастий дренаж; г – горизонтальний дренаж; д – ж – комбіновані види дренажу;

1 – дренажний банкет; 2 – поверхня депресії; 3 – зворотний фільтр; 4 – наслідний дренаж;
5 – труба; 6 – дренажна стрічка; 7 – відвідна труба; 8 – відвідна канава; d_f – максимальна глибина промерзання; m_t – коефіцієнт низового укосу; b_b – ширина банкета по верху

2.15.8 Для влаштування зворотного фільтра дренажу слід застосовувати незв'язні природні або отримані подрібненням ґрунти, а також штучні пористі матеріали.

Дренажний колектор слід проектувати з каменя, бетонних, залізобетонних, азбестоцементних, гончарних труб з урахуванням агресивності води.

2.15.9 Дренажний банкет (рисунок 2.3, *а*) слід влаштовувати, як правило, на руслових ділянках греблі під час її зведення без перемичок і у разі перекриття річки відсипанням каменя у воду.

Перевищення гребеня дренажного банкета h_s (якщо не влаштовано наслінний дренаж) над максимальним рівнем нижнього б'єфа слід визначати із запасом на хвилювання, величину якого слід встановлювати відповідно до 2.12, але не менше ніж 0,5 м.

Ширину банкета по верху визначають з умов виконання робіт, але не менше ніж 1 м.

При спряженні тіла греблі з дренажним банкетом слід забезпечити фільтраційну міцність спряження за рахунок влаштування зворотного фільтра по внутрішньому укусу банкета.

За наявності в основі дрібнозернистого ґрунту і великих градієнтів напору під дренажним банкетом слід передбачати горизонтальний зворотний фільтр.

2.15.10 Наслінний дренаж (рисунок 2.3, *б*) рекомендовано влаштовувати на ділянках греблі, що перекривають затоплювану заплаву, і у разі, якщо на місці будівництва немає достатньої кількості каменя.

Товщину похилого дренажу зі зворотним фільтром слід визначати з умов виконання робіт, але не менше ніж величина

$$t = 5d_{s,85} + t_f, \quad (2.2)$$

де $d_{s,85}$ – діаметр частинок, маса яких разом з масою дрібніших фракцій становить

85 % маси ґрунту всього дренажного шару;

t_f – товщина зворотного фільтра.

Матеріал похилого дренажу має спрягатися з матеріалом зворотного фільтра і захищати низовий укіс від хвилових дій в нижньому б'єфі, а в деяких випадках – і від промерзання.

Перевищення гребеня похилого дренажу h_s над максимальним рівнем нижнього б'єфа слід приймати, як і для дренажного банкета (див. 2.15.9).

2.15.11 Трубчастий дренаж (рисунок 2.3, *в*) слід застосовувати, як правило, на тих ділянках греблі, де в період її експлуатації води в нижньому б'єфі немає або вона там перебуває короткий час.

Трубчастий дренаж слід передбачати з бетонних або азбестоцементних труб (перфорованих) з обсіпанням зворотним фільтром.

Переріз дренажних труб слід визначати гідравлічними розрахунками. Діаметр дренажної труби необхідно приймати не менше ніж 200 мм.

По довжині трубчастого дренажу слід передбачати оглядові колодязі, розміщені з урахуванням рельєфу місцевості і потрібних уклонів.

2.15.12 Горизонтальний дренаж (рисунки 2.3, з) слід проектувати у вигляді суцільного дренажного шару або окремих горизонтальних поперечних чи поздовжніх дренажних стрічок, що влаштовують з крупнозернистих матеріалів і захищають зворотним фільтром.

2.15.13 Комбінований дренаж (рисунки 2.3, д–ж) являє собою одну з можливих комбінацій дренажу, вказаних у 2.15.8 і 2.15.11.

2.15.14 Розміри дренажних пристроїв у вигляді плоских дренажів або дренажних стрічок слід визначати гідравлічними і фільтраційними розрахунками з урахуванням умов влаштування дренажу.

2.15.15 Вид дренажних пристроїв може змінюватися на різних ділянках греблі, і їхню конструкцію слід вибирати на основі техніко-економічного порівняння варіантів залежно від:

- виду греблі; інженерно-геологічних умов і гідрогеології основи і берегів;
- фізико-механічних характеристик ґрунтів для дренажу;
- умов виконання робіт;
- кліматичних умов району будівництва;
- умов експлуатації споруди;
- ступеня агресивності води.

2.15.16 Під час будівництва земляних насипних гребель на водонасичених ґрунтах, в яких під навантаженням виникає поровий тиск, що порушує міцність основи і не може бути зменшений за рахунок зниження інтенсивності зведення греблі, поверхню основи у межах низової частини греблі слід покривати горизонтальним дренажем, а для відведення води, що віджимається з ґрунтів основи, рекомендується влаштовувати додатково вертикальні дрени.

Необхідність і розміри такого дренажу і відстань між вертикальними дренами слід обґрунтовувати розрахунком консолідації основи з урахуванням інтенсивності зведення греблі.

2.15.17 Дренажі тіла греблі, як правило, не влаштовують в таких випадках:

- при зведенні греблі на водопроникній основі, в якій депресійна поверхня без влаштування дренажу виявляється достатньо віддаленою від поверхні укосу і не потрапляє в зону промерзання;
- в низовій частині греблі з екранами, ядрами і діафрагмами за умови забезпечення відведення води, що профільтрувалася;
- у греблях, нижня частина яких влаштована з кам'яного накиду або з іншого великоуламкового матеріалу (гравійного, галечникового тощо).

Зворотні фільтри

2.15.18 Зворотні фільтри слід передбачати на контакті дренажу (або привантаження) і дренажного тіла греблі, ядра, екрана або основи греблі.

Зворотні фільтри допускається не влаштовувати у разі спеціального обґрунтування; зокрема, влаштування зворотного фільтра по контакту з дренажем є необов'язковим, якщо тіло, що дренує, складене гравелистими пісками, гравійними ґрунтами тощо.

2.15.19 Зерновий склад матеріалу зворотного фільтра слід підбирати з урахуванням фізичних характеристик ґрунту, що дренується, і наявних місцевих фільтрових матеріалів.

Склад фільтра має виключати:

- відшарування глинистого ґрунту на контакті з матеріалом фільтра – для гребель з глинистого ґрунту або гребель на глинистій основі;

- проникання (просипання) часточок ґрунту, який захищають, у пори фільтра на ділянках низхідного фільтраційного потоку - для греблі з піщаного ґрунту;

- випор і вдавлювання частинок ґрунту в пори фільтра – для піщаної основи на ділянках висхідного потоку;

- розмивання ґрунту, який захищають, на межі з фільтром – у разі фільтраційного потоку, спрямованого вздовж контакту (контактне розмивання);

- кольматаж фільтра дрібними частинками, які виносяться фільтраційним потоком з ґрунту, винесення яких допускається у проєкті;

- небезпечну для міцності фільтра суфозію у самому шарі фільтра.

Склад фільтра має забезпечувати «самозаліковування» тріщин в ядрі у разі їх утворення.

Для гребель III і IV класів і тимчасових споруд допускається відшаровування зв'язного ґрунту у порах фільтра на глибину, що не впливає на його міцність (на $0,5 d_{a \max}$, де $d_{a \max}$ – максимальний діаметр фільтра).

2.15.20 Товщина кожного шару зворотного фільтра за фільтраційними умовами має бути не менше ніж $5 d_{s, 85}$, але не менше ніж 0,2 м.

Товщину шарів зворотного фільтра необхідно визначати з урахуванням виконання робіт і техніко-економічних розрахунків.

Спряження греблі з основою

2.15.21 Протифільтраційні пристрої в основі греблі

Геологічна будова основ визначає вибір конструкцій протифільтраційних пристроїв.

Нижче викладено способи спряження греблі з основою і вибір типу протифільтраційного пристрою:

1. Потужність водопроникних* відкладів є невеликою і вони підстеляються малопроникною скельною основою.

У цьому випадку спеціальних протифільтраційних пристроїв у скельній основі не потрібно, тому обмежуються врізуванням протифільтраційного пристрою тіла греблі у скелю.

* Під водопроникними ґрунтами в основі слід розуміти ґрунти, коефіцієнт фільтрації яких є порівняним з коефіцієнтом фільтрації греблі або її протифільтраційним елементом або перевищує його.

Конструкція контакту скеля–ядро, так само, як і будь-якого іншого контакту, є найвідповідальнішим елементом, тому що неякісний контакт може спричинити розвиток необоротних фільтраційних деформацій дрібнозернистого ґрунту ядра (екрана).

2. Потужність водопроникних відкладів невелика (10–20 м). У цьому випадку можна застосовувати різні пристрої в основі.

Для гребель з ядром можливі виймання проникного алювію і спряження ядра безпосередньо з водоупором у вигляді замка з матеріалу ядра або бетонної подушки.

3. Водопроникних відкладів немає або їхня потужність невелика, але скеля, що їх підстелює їх, дуже тріщинувата.

У цьому разі протифільтраційний пристрій греблі сполучається з водопроникною тріщинуватою скельною основою.

Протифільтраційний пристрій в основі може влаштовуватись у вигляді ін'єкційної завіси.

Необхідність влаштування завіси визначається геологічними вишукуваннями і фільтраційними розрахунками.

4. Потужність водопроникних алювіальних відкладів дає можливість перетнути їх шпунтовою стінкою (до 40 м), ґрунтовою стінкою (до 80 м) або ін'єкційною завісою (до 100–200 м). У цьому разі можна влаштовувати такі протифільтраційні пристрої під час будівництва греблі з ґрунтовим ядром (екраном) або однорідної греблі з малопроникних дрібнозернистих ґрунтів, а також греблі з неґрунтовим екраном або діафрагмою.

5. Потужність водопроникних ґрунтів велика, і водоупор знаходиться на глибині, що є практично недосяжною для шпунтової стінки, ґрунтової протифільтраційної стінки і навіть ін'єкційної завіси.

У такому разі, якщо гребля має ядро або діафрагму, в основі може влаштовуватися «висяча» ін'єкційна завіса або завіса, доведена до водоупору, причому глибина завіси може становити $(0,5-1,0)H$ і навіть $5H$ (H – напір на споруду).

6. Водопроникна основа, що має анізотропні фільтраційні властивості (зазвичай більша проникність спостерігається в горизонтальному напрямі). У цьому разі потрібні вертикальні перешкоди у вигляді шпунтової стінки, «стінки в ґрунті», ін'єкційної завіси. Дренаж для перехоплення фільтраційного потоку слід робити вертикальним.

Зазначене буде слухним і у разі шаруватої основи.

7. Глиниста основа сильностислива.

У цьому разі слід прискорити консолідацію основи, а стійкість греблі має визначатися з урахуванням порового тиску в основі.

Прискорити консолідацію можна шляхом влаштування вертикальних піщаних дрен.

2.15.22 Спряження упорних призм ґрунтових гребель з основою має забезпечувати максимальну міцність (стійкість) греблі.

1. В основі залягають значно слабші ґрунти (часто мули), ніж ґрунти упорної призми.

Слід передбачати заходи щодо підвищення міцності та зменшення деформативності такої основи шляхом влаштування дренажу. Перевірити ґрунт основи на можливість розвитку фільтраційних деформацій на контакті між основою і упорною призмою. Якщо фільтраційні деформації мають місце, слід влаштовувати фільтр між основою і упорною призмою.

2. В основі залягає потужний шар ґрунтів, рівноміцних ґрунтам упорних призм і зверху прикритих невеликою (1–3 м) товщею відносно слабкіших ґрунтів. Доцільність видалення слабого ґрунту визначається техніко-економічним порівнянням варіантів гребель на різних основах.

3. В основі залягають ґрунти, рівноміцні ґрунтам упорної призми. В цьому випадку знімають тільки верхній, ґрунтовий шар.

4. Основа скельна, але прикрита повністю або частково пухкими відкладами невеликої потужності.

Якщо міцнісні показники, визначені лабораторними дослідженнями, є нижчими за відповідні міцнісні показники ґрунту упорних призм, то пухкі відклади слід видалити. В іншому разі вони можуть бути залишені в основі упорної призми.

Типи спряжень гребель з основою наведено на рисунку 2.4.

3 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ ГРЕБЕЛЬ

3.1 У процесі проектування гребель I і II класів з ґрунтових матеріалів слід виконувати такі основні розрахунки:

- а) фільтраційні;
- б) фільтраційної міцності;
- в) зворотних фільтрів, дренажів і перехідних шарів;
- г) стійкості укосів, екрана і захисного шару;
- д) напружень і деформацій;
- е) осідання тіла греблі і основи;
- ж) горизонтальних зміщень;
- з) кріплень укосів на міцність від дії хвиль, криги тощо.

Для гребель III–IV класів слід обмежуватися розрахунками, як зазначено в підпунктах а), г), е), з).

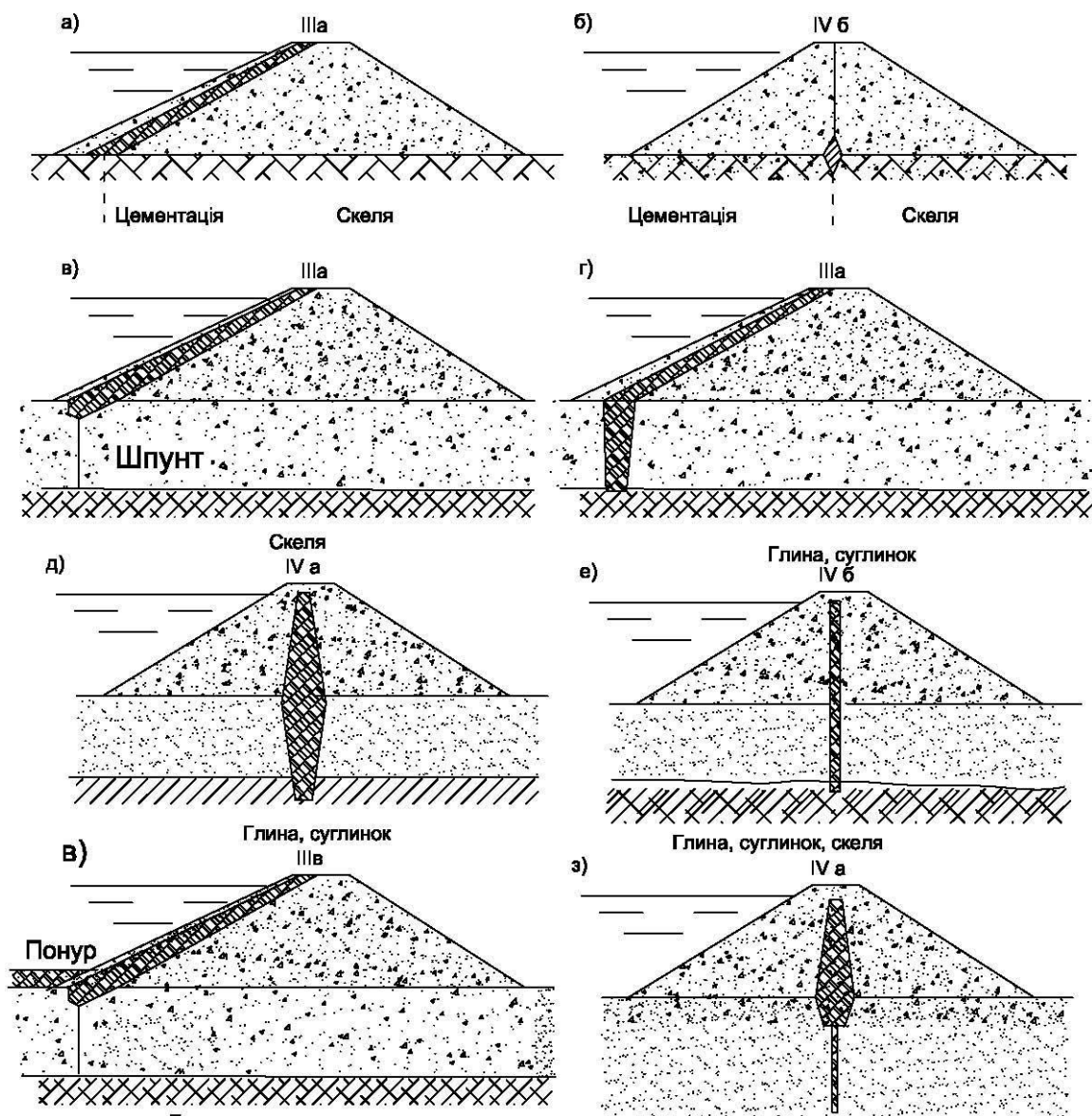


Рисунок 2.4 – Типи спряжень гребель з основою

3.2 Розрахунки гребель в усіх випадках слід здійснювати для основних і особливих поєднань навантажень в експлуатаційний період роботи гребель і для поєднань навантажень у період їх зведення (будівельний період).

3.3 Фільтраційні розрахунки тіла греблі, основи і берегів слід здійснювати для:

- а) визначення фільтраційної міцності тіла греблі, її основи і берегів;
- б) розрахунку стійкості укосів гребель і берегів;
- в) обґрунтування найбільш раціональних і економічних форм, розмірів і конструкцій греблі, її протифільтраційних і дренажних пристроїв.

3.4 Фільтраційними розрахунками (а також дослідженнями) слід визначати такі параметри фільтраційного потоку в тілі греблі, основі й берегах:

а) положення поверхні фільтраційного потоку (депресійної поверхні) у тілі греблі й берегах);

б) напори (або градієнти напору) фільтраційного потоку у тілі греблі, основі, а також у місцях виходу фільтраційного потоку у дренаж, у нижній б'єф за підшоною низового укосу, у місцях контакту ґрунтів з різними характеристиками і на межах протифільтраційних пристроїв.

3.5 Фільтраційну міцність тіла греблі, а також протифільтраційних пристроїв оцінюють на основі відповідних розрахунків і експериментальних досліджень ґрунтів при діючих у споруді градієнтах напору з урахуванням напружено-деформаційного стану споруди та її основи, особливостей її конструкції, методів зведення і умов експлуатації.

Розрахунки фільтраційної міцності слід здійснювати виходячи з найбільшого напору, що діє на греблю.

Оцінюючи фільтраційну міцність, слід виконувати умову

$$I_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr,m}, \quad (3.1)$$

де $I_{est,m}$ – діючий середній градієнт напору в розрахунковій області фільтрації;

$I_{cr,m}$ – критичний середній градієнт напору, що встановлюють на основі досліджень ґрунтів в умовах, що відповідають різним умовам експлуатації споруди. У попередніх розрахунках, а також за відсутності необхідних досліджень значення $I_{cr,m}$ можуть бути прийняті відповідно до наявних аналогів або за таблицею 3.1.

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю споруд, що враховує його клас, недостатню вивченість реальної роботи споруд і основ і наслідки при настанні граничних станів. Для споруд I класу при першій групі граничних станів $\gamma_n = 1,25$; II класу $\gamma_n = 1,20$, III класу $\gamma_n = 1,15$; IV класу $\gamma_n = 1,1$. Для другої групи граничних станів $\gamma_n = 1$.

3.6 У процесі проектування зворотних фільтрів, дренажів і перехідних шарів слід:

а) встановлювати розрахункові параметри (зерновий склад, щільність, пористість, коефіцієнт фільтрації тощо) ґрунтів, для захисту яких призначені зворотні фільтри, оцінювати суфозійну міцність їх і визначати розрахункові розміри часточок, що утворюють склепіння, та діаметр пор (d_a і $d_{a,макс.}$) ґрунту, який захищають, залежно від його складу і умов фільтраційного потоку;

б) вибирати природні кар'єрні ґрунти або штучно одержувані (щебеневі, гранульований шлак тощо), які можуть бути використані для влаштування зворотних фільтрів;

в) підбирати зерновий склад першого шару зворотного фільтра і подальших шарів (якщо в цьому є потреба) з вибраних природних кар'єрних або штучних матеріалів;

Таблиця 3.1

Ґрунт	Значення критичних середніх градієнтів напору $I_{cr,m}$ для		
	понура	екрана і ядра	тіла і призми греблі
Глина, глинобетон	15	12	8–2
Суглинок	10	8	4–1,5
Супісок	3	2	2–1
Пісок:			
середній	—	—	1
дрібний	—	—	0,75
<p>Примітка. Перевірку фільтраційної міцності тіла або призми греблі з ґрунтових матеріалів здійснюють для поперечного профілю, визначеного виходячи з розрахунків стійкості укосів. Внаслідок перевірки фільтраційної міцності уточнюють конструкцію греблі, зокрема місцезоположення дренажу. Значення критичного середнього градієнта приймають залежно від фізико-механічних властивостей ґрунту і способу його укладання, причому більше значення $I_{cr,m}$ призначають для щільнішого ґрунту.</p>			

г) перевіряти суфозійну міцність і стійкість ґрунтів, які захищає зворотний фільтр, і ґрунтів зворотних фільтрів;

д) встановлювати товщину і кількість шарів зворотних фільтрів;

е) встановлювати допустимі межі відступів у зерновому складі, товщині шарів і щільності ґрунтів фільтра при укладанні їх у дренажі або перехідні шари.

3.7 Для зворотних фільтрів, дренажів і перехідних шарів припустимий коефіцієнт різномірності фільтрових матеріалів K_{60} має задовольняти умови:

а) якщо ґрунт, який захищають, несуфозійний сипкий

$$K_{60,10} \leq (20-25),$$

де менше значення $K_{60,10}$ слід приймати для обкатаних частинок піщаних і гравійних ґрунтів, а більше – для щибенистих ґрунтів фільтра;

б) якщо ґрунт, який захищають, суфозійний сипкий

$$K_{60,10} \leq 15;$$

в) якщо ґрунт, який захищають, глинистий з числом пластичності $j_n \geq 0,07$ (допускається при обґрунтуванні $j_n \geq 0,05$)

$$K_{60,10} \leq 50.$$

Формулу $K_{60,10} \leq 50$ слід приймати як для зворотних фільтрів дренажів, так і для перехідних шарів греблі.

Якщо товщина перехідного шару греблі перевищує 3 м, величина $K_{60,10}$ може бути прийнята більше ніж 50 (за відповідного обґрунтування);

г) для фільтрів, що влаштовують з пористого бетону,

$$K_{60,10} \leq 12;$$

д) для фільтрів, влаштованих відсипанням матеріалів у воду,

$$K_{60,10} \leq 10.$$

Тут

$$K_{60,10} = d_{60} : d_{10},$$

де $d_{60} : d_{10}$ – розміри фракцій ґрунту, маса яких разом з масою дрібніших фракцій становить відповідно 60 % і 10 % маси всього ґрунту.

Для фільтрів, які влаштовують з матеріалів з $K_{60,10} \leq 10$, товщину шару визначають відповідно до 2.15.20, а для фільтрів, що влаштовують з матеріалів з $K_{60,10} > 10$, товщину шарів необхідно визначати за результатами дослідного відсіпання з урахуванням сегрегації фільтрових матеріалів, що виникає при транспортуванні, відсіпанні і розрівнюванні шарів фільтра.

3.8 Відмова від влаштування зворотних фільтрів і перехідних шарів для протифільтраційних призм, що укладають по насипу великоуламкових ґрунтів, допускається за наявності відповідного обґрунтування.

3.9 Розрахунки стійкості укосів ґрунтових гребель усіх класів слід виконувати для круглоциліндричних поверхонь зсуву. Якщо в основі або тілі греблі споруди є ослаблені зони, прошарки ґрунту з нижчими міцнісними властивостями, для оцінки стійкості екрана або захисного шару слід виконувати розрахунки для довільних поверхонь зсуву.

3.10 Критерієм стійкості укосів гребель є додержання (для найнебезпечніших призм обвалення) нерівності

$$\gamma_{fc} F(\gamma_f) \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R \left(\frac{1}{\gamma_g} \right), \quad (3.2)$$

де F – розрахункове значення узагальненої силової дії, що визначається з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f (залежно від методу розрахунку стійкості укосу F – рівнодіюча активних сил або моментів цих сил відносно осі поверхні зсуву);

R – розрахункове значення узагальненої несучої здатності системи споруда-основа, що визначають з урахуванням коефіцієнта безпеки по ґрунту γ_g , тобто узагальнене розрахункове значення сил граничного опору зсуву по поверхні, яку розглядають;

$\gamma_g, \gamma_n, \gamma_{fc}$ – коефіцієнти надійності за навантаженням, відповідальності споруди, поєднання навантажень;

γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом;

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Під час пошуку небезпечної поверхні зсуву може бути використана залежність для коефіцієнта стійкості

$$K_s = \frac{R}{F} > \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc}}{\gamma_c}. \quad (3.3)$$

Одержані розрахункові значення коефіцієнта стійкості K_s при відповідному поєднанні навантажень не повинні перевищувати величину $(\frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc}}{\gamma_c})$ більше ніж на 10 %, якщо це не обумовлено особливостями споруди.

Чисельні значення коефіцієнтів γ_g , γ_n і γ_{fc} наведено в таблицях 3.2–3.4.

Таблиця 3.2

Клас споруди	I	II	III	IV
Значення γ_n	1,25	1,20	1,15	1,10

Таблиця 3.3

Поєднання навантажень	Основне	Особливе	Будівельний період
Значення γ_{fc}	1,00	0,90	0,95

Таблиця 3.4

Методи розрахунку	Задовольняють умови Рівноваги	Спрощені
Значення γ_c	1,00	0,95

3.11 Під час розрахунків стійкості укосу гребель слід розглядати наведені нижче випадки.

Для низового укосу:

а) перший розрахунковий випадок (основний): у верхньому б'єфі – нормальний підпірний рівень (НПР), у тілі греблі – усталена фільтрація; за наявності води в нижньому б'єфі глибину її приймають максимально при НПР, але не більше ніж $0,2 h_i$, де h_i – висота укосу;

б) другий розрахунковий випадок (основний) у разі відкритих водоскидів (без затворів): підпірний рівень нижнього б'єфа визначають максимальною витратою, яку відносять до основних поєднань навантажень і дій;

в) третій розрахунковий випадок (особливий): у верхньому б'єфі – форсований підпірний рівень (ФПР), у нижньому – глибину води приймають максимальною, що відповідає ФПР.

Для верхового укосу:

а) перший розрахунковий випадок (основний): максимально можливе зниження рівня води у водосховищі від НПР або від підпірного рівня відповідного пропуску максимальної витрати, віднесеного до основних поєднань дій, з найбільшою можливою швидкістю, при цьому враховують фільтраційні сили неусталеної фільтрації;

б) другий розрахунковий випадок (будівельного періоду): рівень води у верхньому б'єфі – на найнижчій позначці, але не нижче від $0,2 h_i$, де h_i – висота укосу; рівень ґрунтових вод у тілі греблі приймають таким, що відповідає усталеному;

в) третій розрахунковий рівень (особливий): максимально можливе зниження рівня води у водосховищі від ФПР з найбільшою можливою швидкістю, при цьому враховують фільтраційні сили неусталеної фільтрації.

3.12 Для земляних гребель з хвилегасильними укосами слід здійснювати розрахунок стійкості з урахуванням хвильової дії (додаток 3).

3.13 Для гребель з ґрунтовим екраном слід розраховувати стійкість екрана на укосі греблі і стійкість кріплення на екрані. Для ділянок поверхневого зсуву на контакті екрана і греблі або кріплення екрана міцнісні характеристики приймають для ґрунтів екрана.

3.14 Під час розрахунку стійкості укосів гребель міцнісні характеристики ґрунтів тіла гребель III і IV класів слід приймати постійними, а гребель I і II класів – змінними залежно від напруженого стану ґрунту в зоні проходження поверхневого зсуву.

3.15 Напружено-деформований стан тіла греблі з ґрунтових матеріалів і її основи слід визначати для врахування в розрахунках стійкості укосів греблі, фільтраційної міцності на контакті водонепроникних елементів з основою, перевірки тріщиностійкості водонепроникних елементів, міцності неґрунтових протифільтраційних пристроїв, аналізу поведінки греблі під час проведення натурних досліджень, а також для підбору матеріалу для різних частин греблі.

3.15.1 Визначаючи напружено-деформованого стану греблі і основи допускається використати модель лінійно деформованого тіла.

3.15.2 Розрахунок осідання греблі слід здійснювати в її кожному характерному поперечному перерізі по кільком вертикалям, що проходять в елементах греблі з різних матеріалів (ядра, екрана, призми).

3.16 Для греблі II і IV класів допускається здійснювати розрахунок осідання за наближеними залежностями з використанням табличних значень модулів деформації.

3.17 Для гребель II–IV класів допускається оцінювати горизонтальні зміщення на основі аналогів гребель, збудованих у подібних умовах, що мають таку саму конструкцію.

4 РОЗРАХУНОК КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ГРЕБЕЛЬ

4.1 Фільтраційні розрахунки

4.1.1 Відповідно до 3.1 фільтраційні розрахунки тіла греблі, основи і берегів здійснюють для:

- а) визначення фільтраційної міцності тіла греблі, її основи і берегів;
- б) розрахунку стійкості укосів греблі та берегів;
- в) обґрунтування найбільш раціональних і економічних форм, розмірів і конструкції греблі, її протифільтраційних і дренажних пристроїв; при цьому слід визначати такі параметри фільтраційного потоку в тілі греблі, основі та берегах:

- положення поверхні, фільтраційного потоку (депресійної поверхні) у тілі греблі та її берегах;
- фільтраційна витрата води через тіло греблі, основу та береги;
- напори (або градієнти напорів) фільтраційного потоку в тілі греблі, основі, а також у місцях виходу фільтраційного потоку в дренаж, у нижній б'єф, за підшоною низового укосу, у місцях контакту ґрунтів з різними характеристиками і на межах протифільтраційних пристроїв.

Відомості про градієнти і швидкості фільтрації потрібні для визначення фільтраційної міцності ґрунту тіла греблі та її основи (випор, суфозія, контактне розмивання).

4.1.2 У фільтраційних розрахунках гідротехнічних споруд важливе значення має правильне відображення в розрахункових схемах гідрогеологічних умов основи споруди і берегових схилів, до яких примикає споруда (будова ґрунтів основи, водопроникність ґрунтів, режим ґрунтових вод у природних умовах), а також характер і умови роботи протифільтраційних пристроїв (проникність шпунтових стінок, завіс, понурів, екранів, діафрагм тощо).

4.1.3. Розрахункові гідрогеологічні схеми фільтрації слід розробляти на основі інженерно-гідрогеологічних вишукувань і досліджень.

Наявні аналітичні методи фільтраційних розрахунків гідротехнічних споруд з використанням гідромеханічних і гідравлічних рішень дають можливість розв'язувати фільтраційні задачі стосовно тільки для найпростіших схем гідрогеологічної будови основи і обрису підземного контуру споруди.

Гідромеханічні методи розрахунку фільтрації вільні від грубих припущень і тому дають точніші результати. Вони дають змогу одержати параметри фільтрації (швидкість руху, тиск, напори тощо) в будь-якій точці профілю греблі.

Гідравлічні методи розв'язання задач фільтрації містять ряд припущень: про форму фільтраційних струменів, про розподіл швидкостей і тисків по перерізах профілю споруди. Тому ці методи є менш точними, ніж гідромеханічні, і дають відповідь лише на питання про положення депресійної поверхні, середні швидкості і градієнти та фільтраційну витрату.

Для складних схем гідротехнічних споруд фільтраційні розрахунки слід виконувати, використовуючи метод електродинамічних аналогій (ЕГДА).

4.2 Основні положення теорії фільтрації

Фільтрація води у порах ґрунту відбувається під впливом сили тяжіння за наявності різниці напорів води в окремих точках потоку.

Рух фільтраційних вод підпорядковується закону Дарсі

$$Q = K_{\phi} \cdot W \cdot I, \quad (4.1)$$

де Q – витрата води;

K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації ґрунту;

W – повна площа перерізу потоку, включаючи частинки ґрунту;

I – гідравлічний уклон (градієнт фільтраційного потоку, що дорівнює H/l (тут H – втрата напору на довжині шляху фільтрації l).

Закон Дарсі (4.1) також виражають залежністю

$$V = K_{\phi} \cdot I. \quad (4.2)$$

Швидкість фільтрації можна виразити, крім того, у вигляді

$$V = Q/W, \quad (4.3)$$

де V – фіктивна швидкість фільтрації, віднесена до повної площі перерізу потоку W .

Дійсна швидкість течії води в порах ґрунту

$$V' = V/m, \quad (4.4)$$

де m – активна пористість ґрунту.

Основою на законі Дарсі розв'язки задач фільтрації використовують у практичних розрахунках для умов руху води у піщаних, гравелистих, піщано-гравелистих і глинистих ґрунтах.

Рух води у зазначених ґрунтах під час розрахунку гідротехнічних споруд приймають ламінарним.

4.3 Визначення елементів руху ґрунтових вод з використанням методу ЕГДА

4.3.1 Побудова гідродинамічних сіток

Кінематичну картину руху ґрунтових вод у плоскому потоці представляють двома системами ліній:

а) еквіпотенціалами, тобто лініями рівних потенціалів або рівних п'єзометричних напорів ($h = \text{const.}$);

б) лініями течії рідини, тобто траєкторіями руху часточок (точок) рідини, які дають можливість визначити напрям швидкості течії в будь-якій точці ґрунтового масиву.

У теорії потенційного руху встановлюють, що дві системи ліній – еквіпотенціалей і ліній течії – взаємно ортогональні, тобто перетинаються під прямими кутами.

Сітку кривих еквіпотенціалей і ліній течії називають гідродинамічною сіткою руху або в цьому випадку фільтраційною сіткою.

Є різні способи побудови гідродинамічних сіток: аналітичний, експериментальний (спосіб електрогідродинамічних аналогій акад. М. М. Павловського – спосіб ЕГДА) і графічний.

На рисунках 4.1 і 4.2 як приклад наведено одержані теоретично гідродинамічні сітки найпростіших фільтраційних контурів:

а) для гребель без шпунтів або для плоского флютбету, де гідродинамічна сітка представлена сімейством еліпсів (ліній течії) і гіпербол (еквіпотенціалі);

б) для гребель з одним шпунтом або зубом, розміщеним біля її верхньої грані.

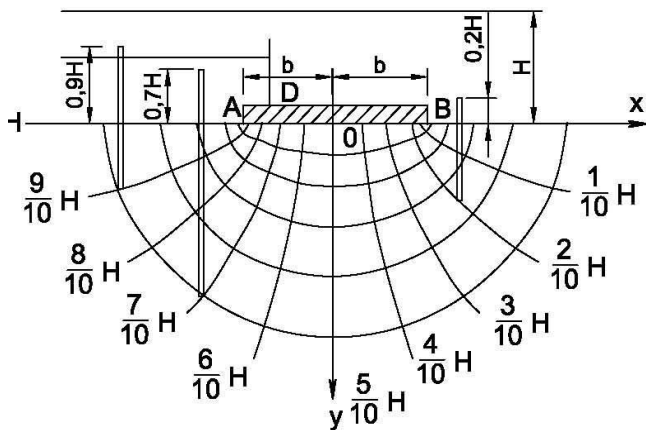


Рисунок 4.1 – Фільтраційна сітка для плоского флютбета без шунтів

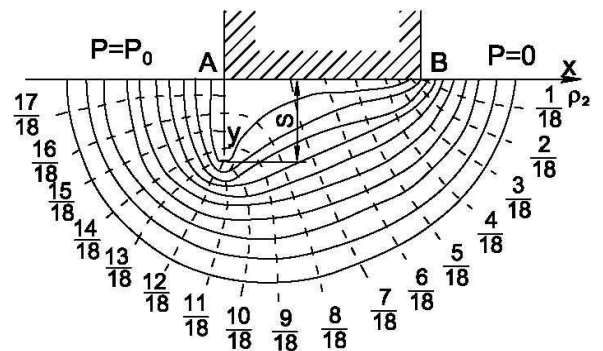


Рисунок 4.2 – Фільтраційна сітка для флютбета з одною вертикальною перешкодою

4.3.2 Маючи сітку фільтрації, можна легко визначити всі елементи руху в будь-якій точці основи, а також і по підземному контуру. При цьому слід мати на увазі, що сітку будують для напору $H = 1$, тому всі елементи руху одержують зведеними. Для одержання істинних величин для даного напору H слід помножити їх на H (з урахуванням масштабу креслення сітки):

а) тиск води в будь-якій точці визначають інтерполяцією між сусідніми екіпотенціалами, а епюру тиску на підшву флютбету просто будують відкладанням ординат тиску в місцях перетину флютбету відповідними екіпотенціалами (рисунок 4.3);

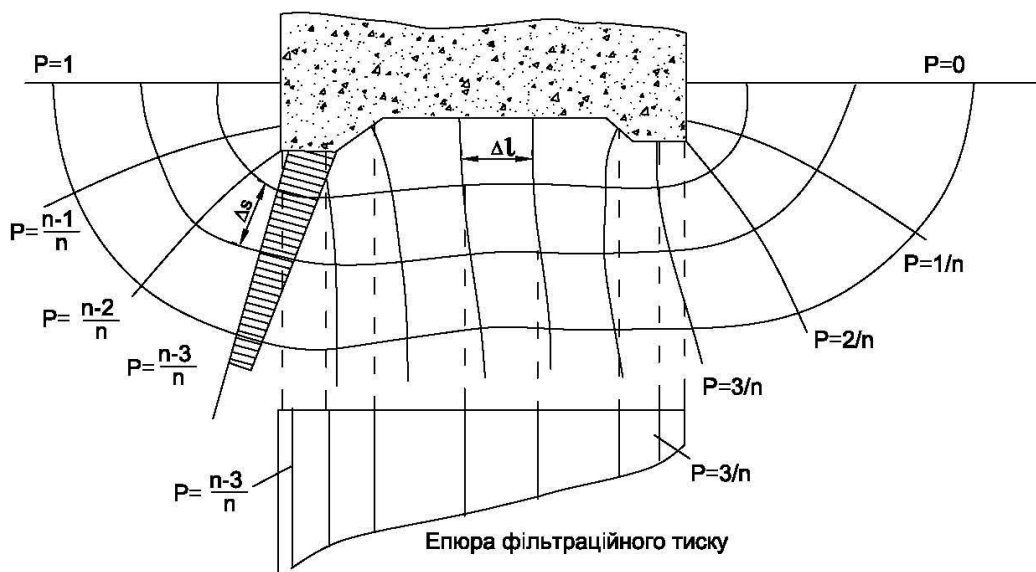


Рисунок 4.3 – Графічна побудова епюри фільтраційного тиску по сітці

б) гідравлічні градієнти визначають за різницею тисків (напору) у двох сусідніх точках P_1 і P_2 і відстанню між точками Δl . При напорі $H = 1$ середній градієнт між сусідніми еквіпотенціалами становить

$$I_{\text{сер}} = \frac{\frac{1}{n}}{\Delta l} = \frac{1}{n \cdot \Delta l}, \quad (4.5)$$

де Δl – довжина ліній течії між сусідніми еквіпотенціалами;

n – кількість еквіпотенціалів по всій області фільтрації.

в) швидкість течії в будь-якій точці виражається формулою $V = K \cdot I$, а середні швидкості для ліній течії між сусідніми еквіпотенціалами – формулою (при $H = 1$)

$$V_{\text{сер}} = \frac{K}{n \cdot \Delta l}. \quad (4.6)$$

г) фільтраційна витрата визначають через переріз по будь-якій еквіпотенціалі, для цього в точках перетину ліній течії і еквіпотенціалі відкладають по дотичним до ліній течії вектори швидкості V . Крива, що сполучає кінці векторів, відсіче площу (заштриховано на рисунку 4.3), величина якої визначить зведену (тобто на одиницю довжини споруди) витрату

$$q = \int_0^s V \cdot ds.$$

Під час побудови сітки графічним методом величину q (при $H = 1$) можна визначити за формулою

$$q = \sum_0^m \frac{K}{n \cdot \Delta l} \Delta S \cong \frac{m}{n} K \quad (\text{для квадратної сітки}), \quad (4.7)$$

де m – кількість стрічок витрати між лініями течії.

4.4 Фільтрація в земляних греблях

Загальна характеристика фільтраційного потоку

4.4.1 У греблях, що зводять на рівнинних річках, які мають звичайно відносно невелику висоту і значну довжину, фільтраційний потік на великій їх протяжності є близьким до плоского, тобто такого, що рухається нормально до осі споруди.

Поряд з природними факторами (рельєф місцевості, геологічна будова основи і берегів) району розміщення споруди на фільтраційний потік значно впливають різні конструктивні елементи греблі, особливо протифільтраційні та дренажні пристрої в тілі й основі споруди.

Аналітичні методи розрахунку фільтрації в земляних греблях, розроблені в основному для плоскої задачі і для планового потоку в умовах ізотропних (однорідних) ґрунтів за наявності горизонтального водоупору, можна застосовувати тільки для руслових і заплавлених гребель великої протяжності.

А. Фільтрація в умовах усталеного потоку

4.4.2 Основні розрахунки споруд на фільтрацію виконують головним чином в умовах усталеного потоку при заданих незмінних характерних рівнях води у верхньому і нижньому б'єфах, в тому числі в найбільш несприятливих стосовно їх впливу на фільтраційну витрату і положення депресійної кривої в тілі греблі. Для проектування і будівництва земляної греблі необхідно знати найвище і найнижче положення депресійної поверхні.

Положення депресійної поверхні є дуже важливим для оцінки стійкості укосів земляної греблі.

Аналітичні методи розрахунку

4.4.3 “Справочник проектировщика” (серія “Гидротехническое строительство”. М.: Стройиздат, 1983) містить способи розрахунку плоскої фільтрації через земляні греблі та планової фільтрації у зоні їх примикань до бетонних споруд, одержані на основі як гідромеханічного, так і гідравлічного методів дослідження в умовах водонепроникної та водопроникної основи, якими слід керуватися під час проектування гребель.

Фільтраційні розрахунки гребель I і II класів за умов фільтраційної неоднорідності зон області фільтрації виконують за спеціально розробленими програмами з використанням комп'ютерної техніки.

Б. Фільтрація в умовах неусталеного потоку

4.4.4 Стосовно забезпечення надійної роботи земляних гребель найбільший інтерес викликає фільтрація, що виникає у зоні верхового клину греблі і в берегових укосах у разі швидкого зниження рівня води у водосховищі під час передпаводкового спрацювання водосховища, а також аварійних ситуацій. Значне відставання депресійної поверхні фільтраційного потоку в греблі від рівня води у верхньому б'єфі може істотно позначитися на стійкості як верхового клина греблі, так і покриття на її верховому укосі.

Наведено розрахункові залежності для визначення швидкості зниження депресійної поверхні в тілі однорідної греблі та під покриттям укосу греблі з глинистим екраном, спричиненого зниженням рівня води у водосховищі.

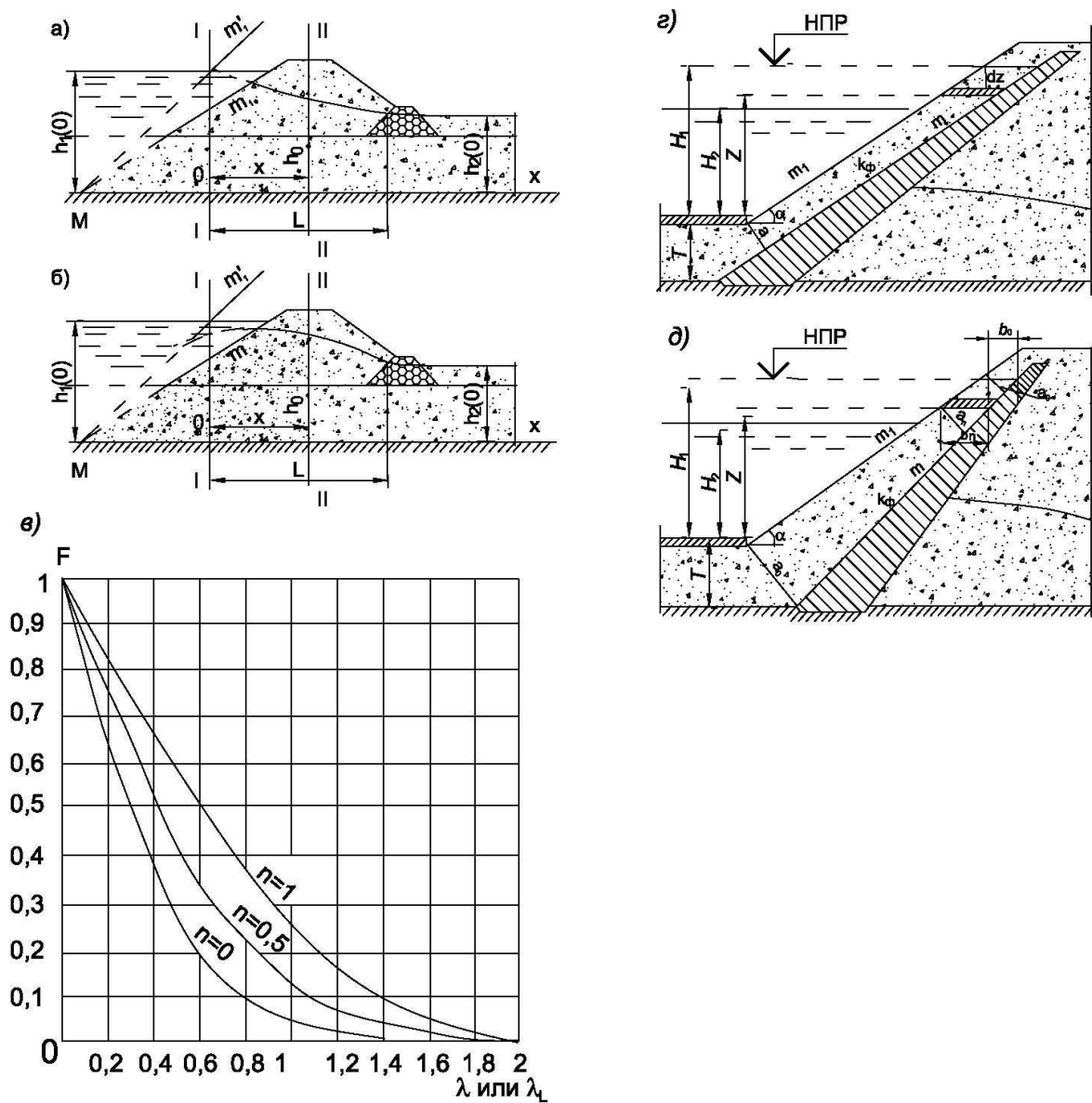


Рисунок 4.4 – Схеми для розрахунку фільтрації у разі зниження рівня води у верхньому б'єфі

Однорідна гребля

(розрахунок за В. М. Шестаковим, рисунок 4.4)

4.4.5 У разі зниження рівня води у верхньому б'єфі положення депресійної поверхні встановлюють двома етапами:

1) у початковий момент $t = 0$ (рисунок 4.4, a)

$$h_0 = \sqrt{h_{1(0)}^2 - \left(\frac{m_1^2}{m_1 + 0,5} \right) x / L}, \quad (4.8)$$

де x – відлічують від перерізу I–I, причому

$$m_1^1 = \frac{m_1^2}{m_1 + 0,5}; \quad (4.9)$$

2) після зниження рівня за час t (рисунк 4.4, б)

$$h_t = \left\{ h_0^2 - Vt \left[h_{1(0)} + h_1 + \frac{m_1 (h_{1(0)}^2 - h_{2(0)}^2)}{L} \right] \left[F(u_1, n) - \frac{x + m_1 Vt}{L + m_1 Vt} F(u_L, n) \right] \right\}^{1/2}, \quad (4.10)$$

де V – середня швидкість зниження рівня води у верхньому б'єфі;

$h_1 = h_{1(0)} - Vt$; $F(u_1, n)$ і $F(u_L, n)$ – функції (рисунк 4.4, в).

[Тут

$$\lambda = n \frac{x}{2\sqrt{at}}; \quad (4.11)$$

$$\lambda_L = n \frac{L}{2\sqrt{at}}; \quad (4.12)$$

$$n = \frac{m_1 \cdot Vt}{2\sqrt{at}}; \quad (4.13)$$

$$a = K_t (h_{1(0)} + h_1) \mu,$$

μ – коефіцієнт водовіддачі]; $x > 0$, якщо переріз II–II лежить правіше перерізу I–I.

Розрахунок для гребель з похилим або внутрішнім дренажем виконують аналогічно.

4.4.6 Дренажний піщаний шар під захисним покриттям верхового укосу греблі (розрахунок за В. П. Недригою)

Розрахункові залежності для визначення швидкості зниження депресійної поверхні в піщаному шарі під непроникним покриттям укосу греблі з глинистим екраном наведено стосовно до двох характерних схем обрису піщаного шару (рисунк 4.4, з, д) постійної й змінної товщини.

Розрахунок слід виконувати як при миттєвому, так і при поступовому, плавному зниженні рівня води у водосховищі, що відповідає випадку нормального передпаводкового спрацювання водосховища.

1. Час зниження депресійної поверхні у піщаному шарі постійної товщини обчислюють за такими формулами:

а) у разі миттєвого зниження рівня води у водосховищі

$$t = \frac{\mu}{K_\phi \cdot \sin \alpha} \left[(H_1 - Z) \sqrt{1 + m_1^2} + \left(H_2 \sqrt{1 + m_1^2} + \frac{a}{2} \right) \ln \frac{H_1 - H_2}{Z - H_2} \right], \quad (4.14)$$

де μ – коефіцієнт водовіддачі ґрунту, значення якого в кожному випадку знаходять дослідним шляхом. Для орієнтовних розрахунків для піску дрібного і середньої крупності його можна приймати 0,15–0,20; для крупного піску і піщано-гравелистих ґрунтів – 0,23–0,28.

K_ϕ – коефіцієнт фільтрації піщаного шару;

α – кут нахилу покриття до горизонту;

H_1 і H_2 – глибина води відповідно під покриттям у початковий момент часу ($t = 0$) і у водосховищі після миттєвого зниження рівня;

Z – поточна ордината депресійної поверхні за покриттям ($H_1 \geq Z \geq H_2$);

m_1 – закладання верхового укосу греблі;

a – товщина піщаного шару.

$$\text{кут } \alpha = \arctg(1/m_2); \quad (4.15)$$

б) при плавному зниженні рівня води у водосховищі

$$t = \frac{\mu(H_1 - Z)}{2K_\phi \Delta H \sin \alpha} \left[H_1 + Z \sqrt{1 + m_1^2} + a \right], \quad (4.16)$$

де ΔH – заданий допустимий перепад рівнів води під покриттям і у водосховищі; решту позначень наведено вище.

2. Час зниження депресійної поверхні у піщаному шарі змінної товщини розраховують таким чином:

а) у разі миттєвого зниження рівня води у водосховищі – наближено за окремими інтервалами n , допускаючи, що у межах кожного з них умови відтоку води з піщаного шару залишаються незмінними

$$\Delta t_n = \frac{\mu \epsilon_n \cdot L_{pn}}{K_\phi \cdot a_n} \ln \frac{H_{1,n} - H_2}{Z_n - H_2}. \quad (4.17)$$

Параметри піщаного шару у межах інтервалу зниження L_{pn} , a_n і ϵ_n , який розглядають, визначають за такими формулами:

$$L_{pn} = \frac{a_n Z_n \sqrt{1 + m_1^2}}{a_p - a_n} \ln \frac{a_p}{a_n} + \frac{a_n}{2}; \quad (4.18)$$

$$a_n = a_0 + \lambda_2 (H_1 - Z); \quad (4.19)$$

$$\epsilon_n = \epsilon_0 + \lambda_1 (H_1 - Z), \quad (4.20)$$

де $a_p = a_0 + \lambda_2 H_1$; $\lambda_1 = m_1 - m_2$; $\lambda_2 = (m_1 - m_2) \sqrt{1 + m_1^2} / (m_1 + m_2)$;

ϵ_0 і a_0 – відповідно ширина і товщина фільтрувального шару піску під покриттям у початковий момент часу ($t = 0$);

б) при плавному зниженні рівня води у водосховищі – за формулою

$$t = \frac{\mu}{K_\phi \cdot \Delta H} \left[P(H_1 - Z)^2 + N(H_1 - Z) - M(H_1 - Z) \right], \quad (4.21)$$

де

$$\left. \begin{aligned} D &= \epsilon_0 (4C_1 + 0,5); \\ N &= \frac{1}{4} [A(C_1\lambda_1 - B\epsilon_0) + \lambda_1]; \\ M &= \frac{1}{3} AB\lambda_1; \\ A &= \frac{1+m_1 \cdot m_2}{m_1 - m_2}; \\ B &= \frac{C_1 - C_2}{H_1 - H_2}; \\ C_1 &= \ln \frac{a_0 + \lambda_0 \cdot H_1}{a_0}; \\ C_2 &= \ln \frac{a_0 + \lambda_2 \cdot H_1}{a_0 + \lambda_2 (H_1 - H_2)} \end{aligned} \right\} \quad (4.22)$$

Якщо розрахунок виконувати по окремих інтервалах, вважаючи умовно у межах кожного з них незмінними такі параметри, як a_n і ϵ_n , що обчислюють за формулами (4.19) і (4.20), то розрахункова залежність матиме простіший вигляд:

$$\Delta t_n = \frac{\mu \cdot \epsilon_n \cdot L_{pn}}{K_\phi \cdot a_n \cdot \Delta H} \cdot \Delta Z_n, \quad (4.23)$$

або

$$\Delta t_n = \frac{\mu \cdot \epsilon_n}{K_\phi \cdot \Delta H q_{r,n}} \Delta Z_n. \quad (4.24)$$

Остання залежність може бути використана для розрахунку при відомих значеннях зведеної витрати $q_{r,n}$ для кожного з інтервалів, що розглядають, які визначають, наприклад, методом ЕГДА при $\Delta H = 1$ і $K_\phi = 1$.

4.5 Стійкість укосів земляних гребель

На земляну греблю діють сили: гідротехнічний тиск води, вага греблі, тиск криги і хвиль тощо.

Мінімально можливий профіль земляної греблі являє собою трапецію з укосами, звичайне не крутіше ніж 1:1,5. Вага греблі такого профілю настільки значна, що зсув її під дією горизонтальних сил є практично неможливим.

Тому немає потреби здійснювати перевірку земляної греблі на зсув.

Нестійкими можуть виявитися укоси як самі по собі, так і в зв'язку з недостатньою стійкістю основи.

4.5.1 Стійкість земляних укосів

Розрахунок стійкості земляних укосів за круглоциліндричними поверхнями ковзання може використовуватись практично без обмежень, оскільки розраховувати можна не тільки укоси, а й екрани, захисні покриття, укоси за наявності слабких прошарків тощо.

У разі використання гіпотези про круглоциліндричну форму потенційної поверхні ковзання значення коефіцієнта запасу стійкості встановлюють виходячи з умови статистичної рівноваги $\Sigma M = 0$.

При цьому призму обвалення розглядають або як одне монолітне тіло, або дискретно, поділивши її на кінцеву кількість відсіків.

4.5.2 Розрахунок однорідних земляних укосів

На практиці використовують звичайно наближені методи розрахунку, які передбачають поверхню ковзання укосу круглоциліндричною. Виходячи з цього припущення, було визначено значення кутів різних прямолінійних стійких укосів залежно від характеристик ґрунтів (рисунк 4.5). За цим графіком, знаючи об'ємну вагу ґрунту γ , кут внутрішнього тертя φ , зчеплення C і висоту укосу h , можна визначити кут безпечного укосу θ .

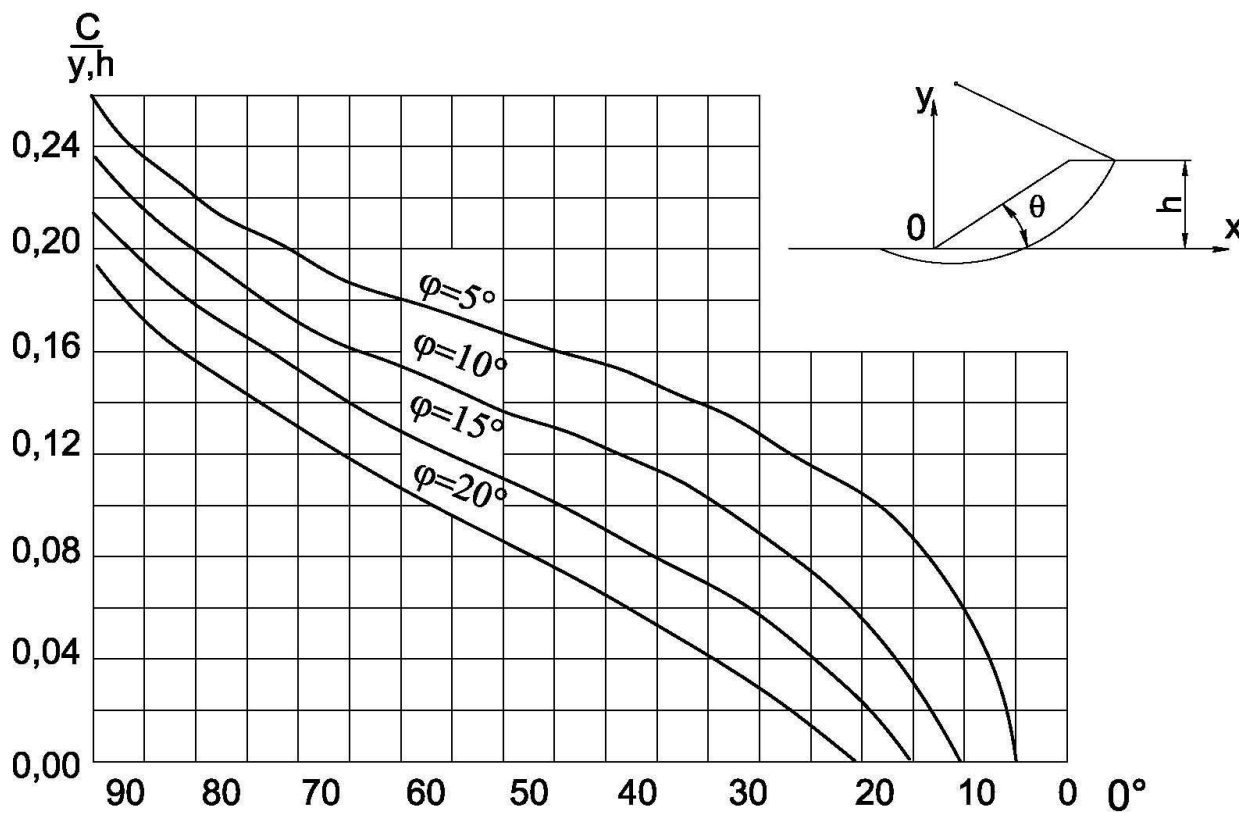


Рисунок 4.5 – Графіки стійкості укосів

4.5.3 Метод розрахунку неоднорідних земляних укосів

Укоси земляних гребель, як правило, є неоднорідними за складом; навіть у греблі з однорідного ґрунту частина його, що лежить нижче кривої депресії, має інші фізичні властивості (об'ємну вагу, зчеплення, наявність фільтраційних сил), ніж сухий ґрунт, що лежить вище. Крім того, у більшості випадків основа греблі може деформуватися разом з укосами.

Для того, щоб визначити (розрахувати) коефіцієнт стійкості укосів земляних гребель з використанням методу круглоциліндричних поверхонь ковзання, потрібно:

- знайти центр найнебезпечнішої кругової кривої ковзання укосу;
- визначити сили, що діють на укіс у межах найнебезпечнішої кривої ковзання (у межах виділеного відсіку).

Для кривих ковзання, які починаються біля підшови укосу (у разі міцної основи) можна наближено вважати, що центри найнебезпечніших кругових кривих перебувають на лінії, що з'єднує брівку гребеня греблі В (рисунок 4.6, а) з точкою, яка лежить на глибині h на відстані по горизонталі приблизно $5h$ від точки початку кривої ковзання по поверхні основи греблі.

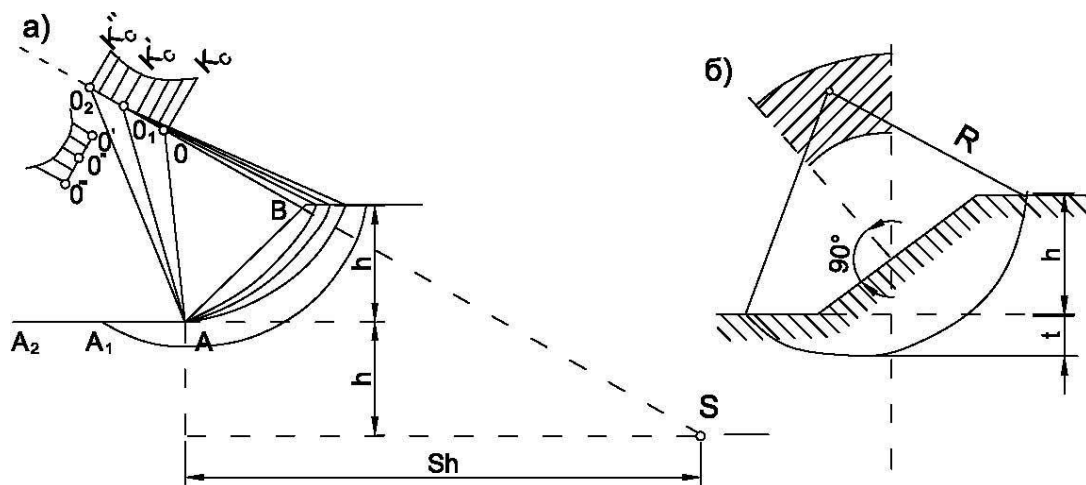


Рисунок 4.6 – Способи знаходження найнебезпечнішої колової кривої ковзання

Взявши ряд центрів O, O_1, O_2, \dots на зазначеній прямій і обчисливши для кругових кривих відповідні їм коефіцієнти стійкості $K_c', K_c'', K_c''' \dots$, можна знайти мінімум K_c графічно, як показано на рисунку 4.6, а. Провівши далі через точку O_n , для якої K_c – мінімум, нормаль до прямої центрів, беруть ще кілька точок $O', O'' \dots$ на ній і аналогічним шляхом шукають K_c мін мін.

Подібну побудову слід повторювати потім для кривих ковзання, що починаються в точках A_1, A_2 і т. д. Початок кривих ковзання на поверхні основи звичайно не виходить за межі $2h$ від підшови укосу в зовнішню сторону і за межі приблизно такої самої величини в глибину від поверхні основи.

За способом, запропонованим М. М. Сокольським, центр небезпечних кривих слід очікувати при заглибленні їх до $1,5h$ в основу в межах сектора, утвореного прямими – вертикальною і нормальною до укосу, проведеними з його середини (рисунок 4.6, б).

Граничні орієнтовні значення радіусів найнебезпечніших поверхонь ковзання R можна приймати за таблицею 4.1.

Таблиця 4.1 – Граничні радіуси (у частках від h) небезпечних кривих ковзання

Глибина кривої, t/h	Укоси					
	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6
0,25	1,5-2,0	1,6-2,2	2,3-3,0	3,0-4,5	4,0-5,5	5,0-6,5
0,50	1,6-2,3	1,8-2,6	2,4-3,2	3,0-4,5	4,0-5,5	5,0-6,5
1,00	2,0-2,5	2,2-3,0	2,6-3,5	3,5-4,5	4,0-5,5	5,0-6,5
1,50	2,7-3,5	3,0-3,7	3,0-4,2	3,5-4,5	4,0-5,5	5,0-6,5

4.5.4 Визначення сил, що діють на виділений відсік укосу

Метод розрахунку стійкості укосу з поділом призми обвалення на відсіки має найбільше практичне значення, оскільки дає можливість урахувати неоднорідність ґрунту і різні сили, що діють на укіс (гідродинамічні, тиск води у верхньому і нижньому б'єфі тощо).

Сили, що діють на виділений відсік укосу для вказаного вище метода розрахунку, визначають таким чином.

Передбачається, що в ґрунті греблі і основи утворюється поверхня обвалення, яку приймають за круглоциліндричну, по якій під дією сил ваги ґрунту укосу відбудеться зсування його і випинання основи. Зсування буде мати місце, якщо момент ваги G ґрунту в межах, що відсікає кругова поверхня стосовно центра обертання O (рисунк 4.7, а) $M = G_g$, буде більшим ніж момент сил тертя і зчеплення по поверхні ковзання.

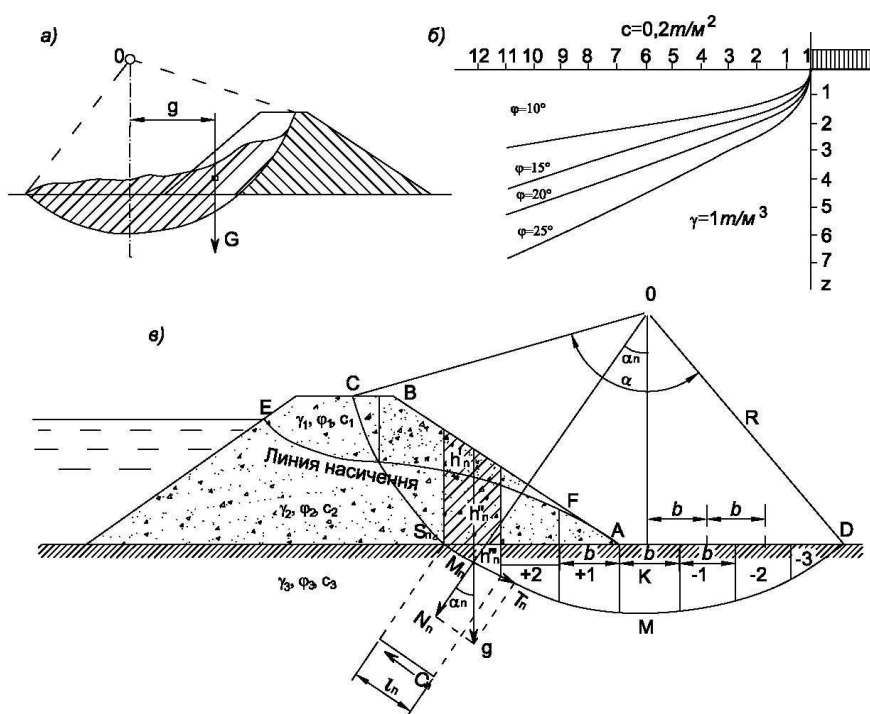


Рисунок 4.7 – Схеми розрахунків стійкості укосів:

а – сповзання укосів; б – окреслення рівностійких укосів;

в – до розрахунку стійкості укосів

Для визначення сил, що утримують і зсувають, виділений масив ґрунту поділяють вертикальними площинами на ділянки завширшки $B = R/m$, як показано на рисунку 4.7, v (звичайно m беруть рівним 10 або 20).

Коефіцієнт стійкості виділеного відсіку на ковзання (не враховуючи фільтраційних сил) буде виражено співвідношенням моменту сил S_n і C_n до моменту сил T_n і N_n стосовно точки 0 (момент сил N_n дорівнює нулю).

Для всього масиву ДАВСМД моменти і сили окремих відсіків сумують, а коефіцієнт стійкості буде виражений так:

$$K_c = \frac{\sum S_n R + \sum C_n R}{\sum T_n \cdot R} = \frac{\sum S_n + \sum C_n}{\sum T_n} = \frac{\sum N_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot \ln}{\sum T_n} = \frac{\sum G_n \cdot \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \ln}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad (4.25)$$

Виразивши величини $\sin \alpha_n$ і $\cos \alpha_n$ з трикутника КОМ_n, одержимо

$$\sin \alpha_n = \frac{\overline{KM}_n}{\overline{OM}_n} = \frac{n\vartheta}{R} = \frac{n}{m}; \quad \cos \alpha_n = \sqrt{1 - \frac{n^2}{m^2}}. \quad (4.26)$$

Остаточно

$$K_c = \frac{\sum G_n \sqrt{1 - \frac{n^2}{m^2}} \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \ln}{\sum G_n \frac{n}{m}}. \quad (4.27)$$

Величини C_i і $\operatorname{tg} \alpha_i$ приймають значення $C_1, C_2, C_3 \dots$ і $\operatorname{tg} \varphi_1, \operatorname{tg} \varphi_2, \operatorname{tg} \varphi_3 \dots$ залежно від того, у зоні якого ґрунту перебуває ця ділянка кривої ковзання.

4.5.5 У глинистих ґрунтах слід ще враховувати збільшення об'ємної ваги і зчеплення у зоні капілярної води.

Вага капілярної води на 1 м^2 горизонтальної проекції поверхні депресії слід додавати до об'ємної ваги ґрунту на всю висоту капілярного підняття h_k , приймаючи його рівним $q = \alpha \gamma p h_k$, де γ - об'ємна вага води; p - пористість ґрунту; α - коефіцієнт, що приймають рівним 0,3–0,4.

4.5.6 Аналогічним чином розраховують коефіцієнт стійкості K_c і для різнорідних ґрунтів греблі та її основи.

При цьому слід враховувати, що величини φ і C для різних відсіків можуть мати в одному й тому самому ґрунті різну величину залежно від питомого навантаження на криву ковзання G_n/n і їх беруть із дослідних кривих зсуву.

4.6 Облік впливу фільтраційних сил на стійкість укосів

На верховому (напірному) укосі греблі фільтраційні сили будуть найнебезпечнішими при швидкості спорожненні водосховища або верхнього б'єфа, коли укіс не встиг ще віддати води, що насичувала його (рисунок 4.8).

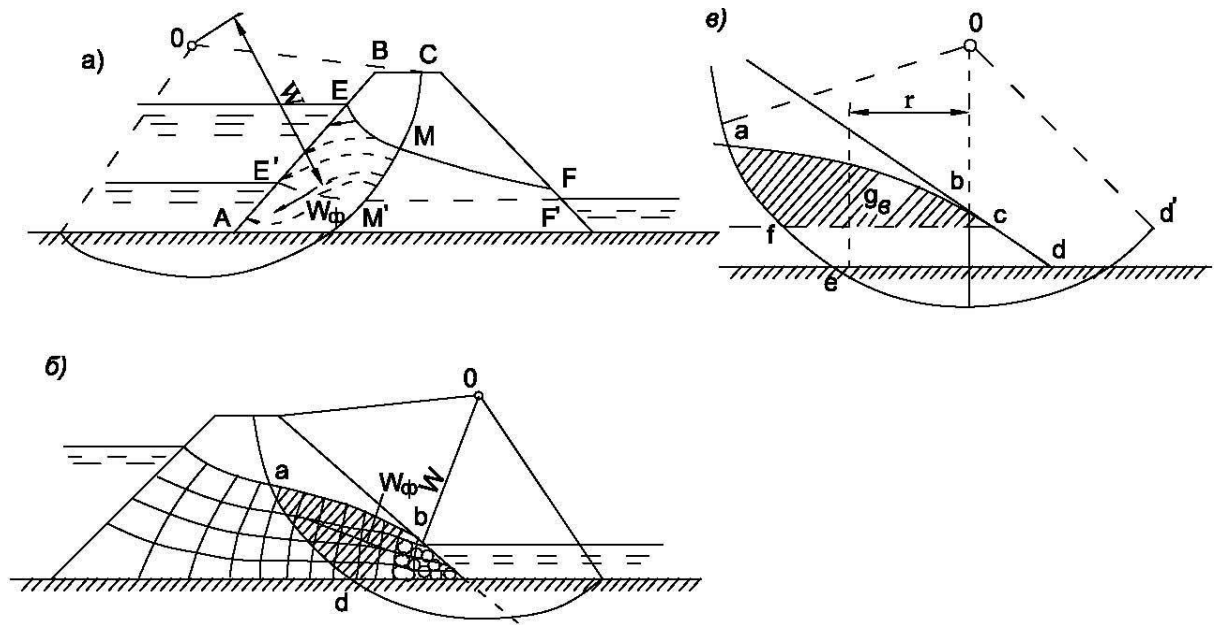


Рисунок 4.8 – Схеми обліку фільтраційних сил для розрахунку стійкості укосів

У цьому разі фільтраційні течії спрямовані до укосу і рівнодіюча гідродинамічного тиску води на відсік греблі нижче лінії насичення дасть момент $M = W_\phi \cdot \omega$, що збільшує небезпеку зсування укосу.

Коефіцієнт стійкості, обчислений за формулою (4.28), зменшиться і становитиме

$$K_c = \frac{\sum G_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_i \sqrt{1 - \frac{n^2}{m^2}} + \sum C_i \ln}{\sum G_n \frac{n}{m} + W_\phi \frac{\omega}{R}}. \quad (4.28)$$

Для низового укосу (рисунок 4.8, б) найнебезпечнішим буде випадок найвищого стояння кривої депресії, а гідродинамічний тиск тут також зменшує коефіцієнт стійкості, що визначають за такою самою формулою (4.28).

Величину сили W_ϕ та її положення можна визначати шляхом побудови гідродинамічної сітки фільтрації.

Якщо основа є водопроникною, сітку слід будувати і в межах основи.

Сила W_ϕ наближено може бути визначена (рисунок 4.8, а) за формулою

$$W_\phi = \gamma \cdot \text{пл. авсд} I_{\text{сер.}}. \quad (4.29)$$

На практиці при круглоциліндричній поверхні ковзання момент від гідродинамічних сил визначають як момент від повної ваги води G_e у зоні насичення вище рівня нижнього б'єфа (авсф на рисунку 4.8, в) стосовно точки 0, тобто $M_\phi = G_e \cdot \chi$ (момент ваги води у сегменті fcd'df дорівнює нулю. Об'ємну вагу ґрунту в зоні насичення слід приймати з урахуванням зважування водою.

4.7 Перевірка небезпеки вимивання і зсування (опливання) частини ґрунту по укосі

Під час витікання (просочування) на укіс греблі води, яка фільтрується, швидкість фільтрації у точці просочування А (рисунок 4.9) спрямована по дотичній до лінії укосу; з огляду на те, що гідравлічний градієнт води, що стікає по укосі в ґрунт, становить $I = \sin\theta$, швидкість ця дорівнює $V = K \cdot \sin\theta$, де K – коефіцієнт фільтрації.

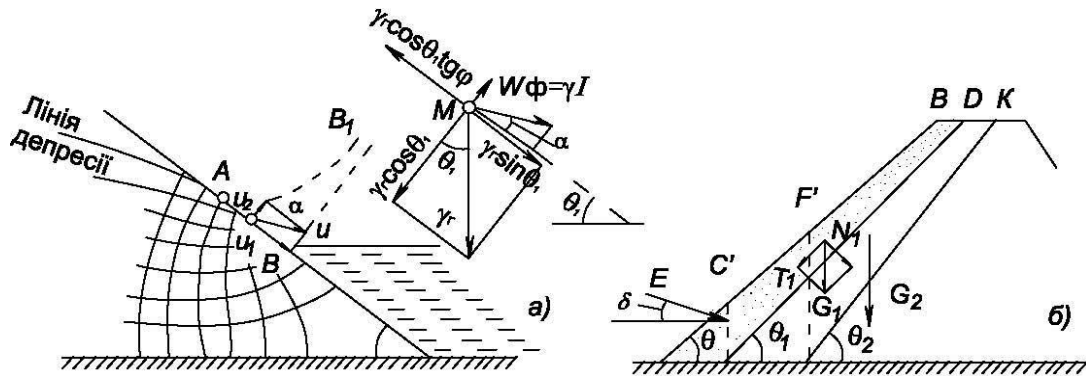


Рисунок 4.9 – Схеми для розрахунку стійкості укосу на опливання (а) та ґрунтового екрана і захисного шару (б)

Одиничний об'єм незв'язного ґрунту в точці М (рисунок 4.9) перебуває під дією сил ваги γ і фільтраційного тиску \mathcal{I} , спрямованого під кутом α до укосу.

Утримується на укосі одиничний об'єм ґрунту завдяки силі тертя, точніше тертя і зачеплення одних часточок за інші.

Виходячи з умови рівноваги сил ваги і фільтраційного тиску, кут тертя α повинен мати значення

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha \frac{n_c}{m}, \quad (4.30)$$

де θ – кут нахилу укосу до горизонту;

m і n_c – нормативні коефіцієнти умов роботи і поєднання навантажень.

Значення коефіцієнтів n_c і m наведено у довідковому додатку 9 (таблиці 15 і 16).

Для запобігання небезпеки опливання укосу достатньо укласти по ньому шар крупнозернистого ґрунту по шару зворотного фільтра (так званий похилий дренаж).

У разі ґрунтів зв'язних стійкість укосу на ділянці просочування забезпечена краще і в більшості випадків просочування не є небезпечним.

4.8 Розрахунок стійкості земляних екранів греблі

4.8.1 Розрахунок захисного шару

Найбільше поширені у практиці застосування земляних гребель глинисті екрани, які прикриті звичайно захисним шаром з пористого ґрунту: піщаного, гравелистого тощо (рисунок 4.9).

Розрахунок стійкості такого екрану зводиться до перевірки можливості зсування захисного шару по екрану і зсування самого екрана разом із захисним шаром.

Розрахунок захисного шару здійснюють, виходячи з припущення, що частина (CC'DB) його ваги G (рисунок 4.9, б) може сповзти по похилій площині CD під дією складової вагою $T_1 = G_1 \sin \theta$, чому заважають сили тертя $S_1^1 = N_1 \tan \alpha = G_1 \cos \theta_1 \tan \alpha$ і реакція E призми ACC'.

Основа греблі приймається звичайно міцною. Умова рівноваги захисного шару записується у вигляді

$$\begin{aligned} E \cos \delta + G_1 \cos^2 \theta_1 \tan \varphi - G_1 \sin \theta_1 \cos \theta_1 &= 0, \\ E &= G_1 \frac{\sin \theta_1 \cdot \cos \theta_1 - \cos^2 \theta_1 \tan \varphi}{\cos \delta} \cdot \frac{n_c}{m}, \end{aligned} \quad (4.31)$$

δ – кут між напрямками реакції і горизонтами;

m і n_c – нормативні коефіцієнти умов роботи і поєднання навантажень.

Розрахунковий опір E_p призми ACC' має перевищувати E або $K_H = E_p/E \geq 1,2-1,5$.

Під час розрахунку слід перевірити найнебезпечніший випадок швидкого спорожнення води водосховища. Вагу захисного шару вище зниженого рівня води верхнього б'єфа необхідно приймати як для насиченого або напівнасиченого водою, а не як зваженого.

4.8.2 Розрахунок власне екрана здійснюють аналогічно розрахунку захисного шару, але в формулі (4.31) приймається сумарна вага частини захисного шару і екрана в об'ємі FF'BK (G_2); замість кута θ_1 приймають кут θ_2 , а реакція E враховується для призми AF'F:

$$E = G_2 \frac{\sin \theta_2 \cdot \cos \theta_2 - \cos^2 \theta_2 \tan \varphi}{\cos \delta} \cdot \frac{n_c}{m}. \quad (4.32)$$

Крім того, слід перевірити стійкість екрана разом із захисним шаром за загальним методом кругових кривих ковзання (рисунок 4.9, б), які проводять всередині екрана. Найнебезпечнішим випадком під час розрахунку екрана буде швидке спорожнення водосховища, коли до сил, що зсувають екран, додається фільтраційний тиск в екрані, спрямований в бік водосховища.

4.9 Розрахунок деформацій гребель з ґрунтових матеріалів

4.9.1 Розрахунок деформацій виконують виходячи з умови

$$S \leq S_u, \quad (4.33)$$

де S – спільна деформація основи і споруди, що визначають розрахунком згідно з 4.9.6–4.9.8;

S_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди, що встановлюють згідно з 4.9.2.

4.9.2 Граничні значення спільної деформації основи і споруди встановлюються відповідними нормами проектування споруд, правилами технічної експлуатації обладнання або завданням на проектування, виходячи з потреби додержання вимог до міцності, стійкості та тріщиностійкості конструкцій, включаючи загальну стійкість споруди.

4.9.3 Для споруд, довжина яких перевищує ширину більше ніж утричі, розрахунки допускається виконувати для умов плоскої деформації. У разі, якщо ширина споруди перевищує товщину стисливої товщі H_c , що визначають згідно з 4.9.7 у два і більше разів, допускається розрахунок осідання виконувати для умов одномірної (компресійної) задачі.

4.9.4 Під час розрахунку за деформаціями слід визначати для ґрунтів всіх категорій кінцеві (стабілізовані) переміщення, що відповідають завершеному процесу деформування ґрунтів основи, а для глинистих ґрунтів – крім того, значення нестабілізованих переміщень, що відповідають незавершеному процесу деформування (при коефіцієнті ступеня консолідації $C_v^0 < 4$) і переміщень, зумовлених повзучістю ґрунтів основи.

4.9.5 Під час розрахунку деформацій основи з використанням розрахункових схем, що не враховують утворення і розвиток пластичних деформацій, середній тиск під подошвою споруди P не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту основи R , який визначають згідно зі СНиП 2.02.01, рекомендований додаток 3 (таблиці 1–5).

4.9.6 Кінцеве осідання споруд S , розміщених на кількох основах, при середньому тиску під подошвою споруд P , меншому за розрахунковий тиск ґрунту основи R , слід визначати за методом пошарового сумування у межах стисливого шару H_c (див. 4.8.7) за формулою

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\delta_{z,p,i} - \delta_{z,\gamma',i} h_i}{E_{h,i}} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_{z,\gamma',i} h_i}{E_{s,i}}, \quad (4.3.4)$$

де $\delta_{z,p,i}$ – додаткове вертикальне нормальна напруження в середині i -го шару на глибині Z_i основи від навантаження і привантажень (зворотні засипки, сусідні споруди тощо) по вертикалі, що проходить через центр подошви споруди, що визначають згідно з обов'язковим додатком 11 СНиП 2.02.02;

$\delta_{z,\gamma',i}$ – напруження всередині i -го шару на глибині Z від побутового тиску на позначці подошви фундаменту;

γ' – питома вага ґрунту, розміщеного вище від подошви фундаменту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

$E_{p,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту, що визначають за первинною гілкою компресійної кривої відповідно до обов'язкового додатку 3 СНиП 2.02.02;

$E_{s,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту, що визначають аналогічно за вторинною гілкою компресійної кривої;

n – кількість шарів, на яку розбито стисливу товщу H_c .

4.9.7 Розрахункову глибину стисливого шару основи H_c визначають: при ширині підшви споруди $B < 20$ м – за СНиП 2.02.01; при $B > 20$ м – за умовами рівності на нижній межі шару вертикальних напружень від зовнішнього навантаження $\delta_{z,p}$ половині вертикальних напружень від власної ваги ґрунту $\delta_{z,g}$ з урахуванням фільтраційних сил і зважуючої дії води нижче рівня підземних вод.

При розміщенні нижньої межі шару в ґрунті з $E < 5$ Мпа (50 кгс/см²) або при заляганні такого ґрунту безпосередньо нижче цієї межі він включається у стисливу товщу.

Нижню межу стисливого шару в цьому ґрунті слід визначати виходячи з умови

$$\sigma_{z,p} = 0,2 \sigma_{z,g}.$$

4.9.8 Нестабілізоване осідання S_t до моменту часу t визначають за формулою

$$S_t = \left(U_1 + \frac{\delta_{счр}}{\delta_{1,счр}} U_2 \right) \frac{S}{1 + \frac{\delta_{счр}}{\delta_{1,счр}}}, \quad (4.35)$$

де U_1 і U_2 – відповідно ступінь первинної й вторинної консолідації ґрунту;

$\delta_{счр}$ – параметри повзучості ґрунту, які, як правило, слід визначати за результатами компресійних випробувань ґрунту за дренажною схемою;

S – кінцеве осідання, що визначають згідно з 4.9.6.

Ступінь первинної консолідації U_1 для споруд III і IV класів допускається визначати згідно з рекомендованим додатком 13 СНиП 2.02.02.

У разі, коли поровий тиск можна не враховувати (поровий тиск враховується тільки для основ споруд, складених глинистими ґрунтами), слід приймати $U_1 = 1$.

Ступінь вторинної консолідації U_2 для споруд III і IV класів споруд допускається визначати за формулою

$$U_2 = 1 - e^{-\delta_{счр} \cdot t}. \quad (4.36)$$

Примітка. Під первинною (U_1) консолідацією розуміють ущільнення ґрунту внаслідок витіснення порової рідини; під вторинною (U_2) консолідацією – ущільнення, пов'язане з в'язкою деформацією скелету ґрунту.

4.8.9 Розрахунок просідання основ земляних напірних споруд, що зводять на торфово-мулистих ґрунтах, границя міцності яких менша ніж границя міцності R корінних порід, що підстеляють торфово-мулисті водонасичені ґрунти, слід виконувати відповідно до обов'язкового додатку 7.

5 ЗВЕДЕННЯ ГРЕБЕЛЬ ПОШАРОВИМ ВІДСИПАННЯМ ҐРУНТУ НАСУХО

Загальні положення

5.1 До складу основних робіт, пов'язаних зі зведенням гребель пошаровим відсипанням ґрунту насухо, входять підготовка і розробка кар'єрів, доставка ґрунту до місця укладання, відсипання, розрівнювання і ущільнення ґрунту в тілі споруди.

Залежно від якості кар'єрних ґрунтів і умов будівництва може знадобитися проведення тих або інших додаткових операцій, пов'язаних із зведенням споруд, наприклад, зміна складу ґрунту (відсівання або додавання окремих фракцій, змішування ґрунтів двох видів тощо), заготовка влітку талого ґрунту в буртах для подальшого його укладання у споруду при негативних температурах тощо.

Всі основні види робіт зі зведення гребель мають бути ув'язані між собою за продуктивністю і комплексно механізовані.

Підготовка кар'єра до розробки

5.2 Перед початком розробки кар'єра видаляють поверхневий шар ґрунту, непридатного для укладання в споруду. Розкрити поверхню у разі потреби планують і захищають нагінними канавами від поверхневих атмосферних опадів.

У разі потреби у зволоженні або підсушуванні ґрунту в кар'єрі передбачають відповідні заходи. Зволоження здійснюють шляхом наливання води у траншеї або на карти, обваловують їх дамбами невеликої висоти.

Підсушування ґрунту, перезволоженого внаслідок високого рівня ґрунтових вод у кар'єрі, здійснюють шляхом влаштування дренажних каналів або іншими можливими способами осушення.

Зміна вологості ґрунту в необхідних межах безпосередньо в кар'єрі можлива не завжди, тому в деяких випадках влаштовують проміжні відвали для регулювання вологості. Таким чином звичайно зменшують вологість алювіальних ґрунтів, що залягають нижче рівня води. Проміжні відвали можуть застосовуватися для зміни зернового складу ґрунту, наприклад, для змішування перезволоженого глинистого ґрунту і крупнозернистого матеріалу.

Розробка кар'єра і транспортування ґрунту

5.3 Ґрунт у кар'єрі розробляють землерийними або землерийно-транспортними механізмами.

Серед механізмів першої групи звичайно використовують однокішшеві екскаватори з ківшем місткістю 0,5–5,0 м³ (робоче обладнання: пряма лопата, рідше – драглайн).

У цьому випадку ґрунт транспортують до місця укладання самоскидами вантажопідйомністю 5–75 т. Інколи застосовують також самохідні і причіпні (до тракторів) саморозвантажувальні візки місткістю до 15 м³, стрічкові транспортери, в окремих випадках – залізничний транспорт.

У разі великих обсягів робіт для безперервного навантаження транспортних засобів можуть бути використані багатоківшеві роторні екскаватори і конвеєрні навантажувачі. Роторні екскаватори застосовують звичайно в поєднанні з конвеєрним транспортом.

У разі потреби конвеєрні навантажувачі можуть бути обладнані грохотами, що дає можливість поєднувати вантаження ґрунту з відсіванням крупних фракцій.

Укладання ґрунту в тіло греблі

5.4 Процес укладання ґрунту в тіло споруди поділяють на кілька етапів. Основними з них є: відсіпання, розрівнювання і ущільнення ґрунту. Якщо вологість ґрунту, який відсіпають, відрізняється від оптимальної і потрібно його підсушити або зволожити, до числа основних робіт безпосередньо перед ущільненням включають додатковий етап – відстоювання ґрунту для рівномірного розподілу вологості. Під час доставки ґрунту скреперами відсіпання і розрівнювання ґрунту можуть бути поєднані і кількість основних етапів зменшується.

Відповідно до кількості необхідних етапів робочу площу споруди розбивають на кілька рівномірних карт (від двох до чотирьох), на кожній з них послідовно всі види робіт, що стосуються укладання ґрунту.

Чергування видів робіт на різних картах дає змогу укладати ґрунт безперервно без простоїв механізмів.

Розміри карт передбачають з урахуванням технічних характеристик використовуваних механізмів і умов виконання робіт.

Звичайно довжина карти становить 50–100 м.

Перед відсіпанням ґрунту гладеньку поверхню раніше укладеного шару змочують і розпушують на глибину 2–3 см. Якщо ґрунт ущільнено кулачковими котками або котками на пневматичних шинах, спеціального розпушування поверхневого шару не потрібно.

Розрівнювання ґрунту шаром проектної товщини здійснюють бульдозерами, грейдерами або скреперами.

Під час укладання різнозернистого матеріалу одночасно з розрівнюванням його перемішують, не допускаючи скупчення крупних фракцій у вигляді гнізд або ланцюжків.

Ґрунт, який укладають у протифільтраційні елементи гребель, розрівнюють горизонтальними шарами, а в однорідні греблі – з невеликим уклоном ($i = 0,005$) у бік верхнього б'єфа.

При надходженні на карту ґрунту з підвищеною вологістю його підсушують після розрівнювання шляхом природного випаровування на етапі відстоювання. Підсушування ґрунту можна прискорити боронуванням або переорюванням.

У разі потреби у зволоженні ґрунту на карті необхідну кількість води на 1 м^3 укладеного шару визначають за формулою

$$q = \frac{h \cdot \rho_{\text{сух}}}{\alpha \cdot 100} (W_{\text{ном}} - W_{\kappa} + W_n),$$

де h – висота шару ґрунту, який зволожують, м;

$\rho_{\text{сух}}$ – щільність сухого ґрунту в кар'єрі, кг/м^3 ;

$\alpha = 1,15-1,20$ – коефіцієнт розпушування ґрунту;

W_{opt} – оптимальна вологість ґрунту, %;

W_n – втрата вологи при розробці, транспортуванні і відсипанні ґрунту, орієнтовно становлять влітку від 2 % до 3 %;

W_k – вологість ґрунту в кар'єрі.

Рекомендується приблизно третину необхідної кількості води витратити на поливання основи. У цьому випадку поліпшується контакт з раніше укладеним шаром і прискорюється рівномірний розподіл вологи по висоті шару, після чого можна починати ущільнення. Зволожують ґрунт на карті з автоцистерн або з шлангів, приєднаних до тимчасового водопроводу.

Важливим етапом укладання ґрунту в тілі греблі є його ущільнення.

Проектний ступінь ущільнення (щільність укладання ґрунту), що виражають звичайно через щільність сухого ґрунту, повинна забезпечувати достатньо високі міцнісні, деформативні і фільтраційні характеристики укладеного в тіло греблі матеріалу.

Механічне ущільнення ґрунту в земляних греблях здійснюють укочуванням, трамбуванням, вібруванням або комбінованими способами (поєднання різних механічних дій на ґрунт, наприклад, укочування і вібрування у разі використання котків).

Спосіб ущільнення і ущільнюючі механізми вибирають з урахуванням фізичних властивостей ґрунту, який укладають, умов будівництва, особливостей споруди. Для ущільнення зв'язних ґрунтів застосовують переважно кулачкові й пневматичні котки.

Механізми ударної дії (трамбувальні машини, трамбівки) застосовують для ущільнення ґрунту в примиканнях до берегів і бетонних споруд, на обмеженій ділянці робіт і в зимовий період.

Для ущільнення незв'язних ґрунтів найефективнішими є віброкотки, вібротрамбівки, пневматичні котки.

Часткове ущільнення ґрунту може здійснюватися під час руху самоскидного транспорту.

За відповідного обґрунтування пневмоколісні землерийно-транспортні або транспортні машини (скрепери, автосамоскиди тощо) можуть бути використані і як ущільнювальні механізми.

Вибір основних параметрів ущільнення

5.5 Ступінь ущільнення ґрунтових матеріалів, які укладають у греблю, визначають з урахуванням їх властивостей, розміщення у тілі споруди, деформованості основи, конструкції, висоти і класу греблі, техніко-економічних показників.

Ступінь ущільнення ґрунту певного зернового складу виражають щільністю сухого ґрунту $\rho_{сух}$ або пористістю n (для кам'яного накиду).

Для попереднього визначення ступеня ущільнення ґрунту, який укладають, можуть бути використані такі рекомендації:

1) щільність сухих глинистих ґрунтів орієнтовно визначають за формулою

$$\rho_{cux} = \frac{\rho_s \cdot \rho_w (1 - v)}{\rho_w + \rho_{cux} \cdot w_{opt}},$$

де ρ_s і ρ_w – щільність відповідно частинок ґрунту і води, г/см³;

v – об'єм затисненого повітря у частках одиниці, який приймають рівним 0,04–0,06;

w_{opt} – оптимальна вологість одиниці, яку приймають на 2–3 % нижче ніж вологість на межі розкочування;

2) щільність сухих і гравійно-галечникових ґрунтів орієнтовно приймають такою самою, як щільності ґрунту в кар'єрі;

3) якщо потрібно обмежити осідання споруди та його елементів під дією власної ваги ступінь ущільнення може бути призначена змінною по висоті споруди з урахування компресійних властивостей ґрунтів.

Проектну щільність складання остаточно рекомендується встановлювати при проведенні дослідного ущільнення у виробничих умовах із застосуванням передбачених для ущільнення механізмів.

Для гребель I і II класів дослідне ущільнення звичайно здійснюють на стадії технічного проекту; для гребель III-IV класів – на початковій стадії зведення споруди.

У процесі ущільнення на дослідній ділянці встановлюють параметри ущільнення (товщину шару, кількість просідань або ударів по одному сліду, оптимальну для даного механізму вологість), за яких з найменшими витратами може бути досягнута потрібна щільність складання.

При прийнятих значеннях щільності складання ґрунту має бути забезпечена стійкість укосів, а деформації окремих елементів греблі і фільтрація через споруду не повинні перевищувати допустимих меж.

Для забезпечення проектної щільності ґрунту укоси гідротехнічних насипів (греблі, дамби обвалування), що підлягають жорсткому кріпленню, слід відсипати з розширенням на 20-40 см по нормалі до укосу (залежно від засобів, що застосовуються для ущільнення ґрунту).

Неущільнений ґрунт з укосів слід знімати і укладати в споруду в процесі її зведення.

При кріпленні укосів сіянням трав, кам'яним накидом, відсипанням гравію тощо насипи слід відсипати без розширення проектного профілю.

Контрольні проби для визначення характеристик укладеного ґрунту в насипи гідротехнічних споруд слід відбирати, керуючись даними таблиці 1.

Контрольні проби мають відбиратися рівномірно по всій споруді у плані і по висоті, а також у місцях, де можна очікувати знижену щільність ґрунту.

Таблиця 1 – Визначення характеристик ґрунту, який укладають у гідротехнічні споруди

Ґрунти	Метод відбирання ґрунту	Характеристика ґрунту	Об'єм укладеного ґрунту на контрольну пробу
Глинисті й піщані без великих включень	Різальне кільце, радіоізотопний	Щільність і вологість Інші характеристики (споруди I і II класів)	100–200 м ³ 20–50 тис. м ³
Гравелисто-галечникові і дрібнозернисті (з включенням великих фракцій)	Шурфи (лунки)	Щільність і вологість Гранулометричний склад Інші характеристики (споруди I і II класів)	200–400 м ³ 1–2 тис. м ³ 20–50 тис. м ³

6 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ТА ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

До складу інженерно-геологічних досліджень входять:

- а) геологічні дослідження;
- б) гідрогеологічні дослідження;
- в) геотехнічні дослідження;
- г) дослідження місцевих будівельних матеріалів мінерального походження.

6.1 Геологічні дослідження

У результаті геологічних досліджень мають бути отримані такі дані: геологічні карти і розрізи, діаграми, що наочно показують елементи залягання порід (падіння, простягання), послідовність і потужність шарів із зазначенням віку їх, контури в плані і розрізах.

Особливу увагу слід приділити на слабкі, водонестійкі породи і прошарки, оскільки вони є найнебезпечнішими для споруди.

Окремо слід описати сучасні (четвертинні) відклади і сучасні фізико-геологічні явища (зсуви, обвали, просідання, карст тощо).

6.2 Гідрогеологічні дослідження

Гідрогеологічні дослідження виконують для вивчення підземних вод району споруди, окремих водоносних пластів і горизонтів, їх взаємозв'язку або відсутності такого, хімічний склад вод, фізичні властивості їх і режим у часі (хід рівнів, дебіт, швидкість течії, зв'язок з атмосферними опадами і поверхневими видами тощо).

Паралельно вивчають фільтраційні властивості порід (коефіцієнт фільтрації, гранулометричний склад).

Під час гідрогеологічних досліджень, як і у процесі геологічних, укладають гідрогеологічні карти: карти глибин залягання водоносних горизонтів, зокрема водовибирання різних порід та їхніх різниць.

Матеріали гідрогеологічних досліджень повинні дати можливість передбачити зміни складу підземних вод та їхнього режиму, які будуть спричинені будівництвом гідроспоруд і передбачити методи боротьби з несприятливими наслідками його (приплив води у котловани, розвиток карсту, підвищення рівнів вод у підпорі водосховища, вплив на берег тощо).

6.3 Геотехнічні дослідження

Необхідні для оцінки міцності та стійкості споруди дані про фізико-механічні властивості порід основи слід одержати внаслідок виконання геотехнічних досліджень.

Комплекс цих даних є різним для різних порід.

Для характеристики нескельних порід потрібні такі дані:

- 1) питома і об'ємна вага;
- 2) пористість і природна вологість;
- 3) гранулометричний склад (іноді також петрографічний і хімічний);
- 4) модуль деформації;
- 5) коефіцієнт ущільнення (компресії) при стисненні і зв'язок з пористістю і вологістю;
- 6) кут внутрішнього тертя, а для глинистих ґрунтів і коефіцієнт зчеплення;
- 7) коефіцієнт фільтрації.

Тільки для зв'язних ґрунтів:

- 8) консистенція, границя пластичності і число пластичності;
- 9) ступінь набухання.

Тільки для незв'язних ґрунтів:

- 10) ступінь щільності або відносна щільність;
- 11) критична порозність.

У результаті геотехнічних досліджень укладають геотехнічні карти і профілі (розрізи), на яких показано умовними позначками геотехнічні характеристики порід, ув'язані з геологічною будовою і літологічним складом порід. Крім того, складають таблиці і графіки геотехнічних даних.

6.4 Дослідження родовищ будівельних матеріалів

Паралельно з геологічними дослідженнями і на їх базі проводять дослідження місцевих будівельних матеріалів: каменя, гальки, гравію, суглинків і глини.

У процесі цих досліджень встановлюють місцерозміщення (відстань споруди і висотне положення), запаси (потужність і планові розміри покладів), характер залягання матеріалу (падіння і простягання пласта, потужність розкриття, тобто порід, що прикривають пласт будівельного матеріалу і підлягають видаленню під час розроблення останнього, гідрогеологічні умови) і якість матеріалу.

В результаті досліджень складають опис покладів будівельних матеріалів з додаванням геоморфологічних і геологічних карт, розрізів, даних аналізів і лабораторних досліджень і приблизні міркування про умови розроблення родовища.

7 ЗАХИСТ НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Вимоги до проекту захисних заходів

7.1 На стадії розробки завдання на проектування земляної напірної споруди (греблі, дамби) слід викласти вимоги щодо вирішення таких питань:

а) вплив створюваного водосховища (водойми) на:

- зміну гідрологічного режиму річки (струмка);
- можливість затоплення і підтоплення прилеглих територій: орних земель, лісів, населених пунктів;
- необхідність їх захисту, способи захисту;
- зміна гідрогеологічних умов прилеглих територій;
- рекультивація земель, зайнятих під будівництво.

7.2 На стадії розроблення проекту:

а) розроблення інженерних заходів щодо захисту від можливого затоплення і підтоплення населених пунктів і цінних земельних угідь;

б) відновлення родючості земель, зайнятих під будівельні майданчики, і кар'єрів, що використовують для зведення земляних споруд;

в) розроблення заходів щодо забезпечення нормального функціонування споруди: вимірювальна апаратура (для спостереження за станом споруди), експлуатаційний персонал, засоби зв'язку, транспорту, аварійний запас будівельних матеріалів тощо.

7.3 На стадії будівництва:

На землях, відведених безпосередньо під споруду, слід зняти і укласти в кавальєри верхній орний шар з метою його подальшого використання для рекультивації земель після закінчення будівництва споруди і рекультивації земель кар'єрів ґрунту.

7.4 На стадії експлуатації:

Підтримання споруди у нормальному режимі його функціонування. Для цього потрібна організація систематичних спостережень за станом споруди (за фільтраційними процесами, деформаціями тіла греблі і основи, конструкціями кріплення укосу) за допомогою встановлених у тілі греблі (дамби) приладів і своєчасна ліквідація можливих ушкоджень споруди.

Склад і режим спостережень за технічним станом споруд інженерного захисту, включаючи інструментальні спостереження за фільтраційним режимом споруд і геодезичні спостереження за їх деформаціями, наведено в рекомендованому додатку 8.

Характеристика руху ґрунтових вод у районі водосховища

Структура ґрунтового потоку у районі греблі і водосховища

7.5 При влаштуванні водосховища на прилеглих до нього територіях умови руху ґрунтових вод істотно не зміняться.

Під впливом підняття горизонту води у верхньому б'єфі природний, тобто такий, що існував до влаштування водосховища, ґрунтовий потік змінює напрям, форму вільної поверхні, витрату, глибину і швидкості і, крім того, поблизу водосховища з'являються нові, яких раніше не було, фільтраційні течії, а саме:

а) утворення області фільтрації з водосховища в нижній б'єфі.

Під час наповнення водосховища в берегах річки і під дном водосховища виникає область фільтрації з нижнього б'єфа у нижній;

б) зміни в природному ґрунтовому потоці поблизу греблі.

Природний береговий ґрунтовий потік віджимається фільтраційними течіями з водосховища в бік нижнього б'єфа.

в) зміна поверхні дзеркала ґрунтових вод у районі водосховища.

Природний ґрунтовий потік, що тече до водосховища, зустрічає на своєму шляху спрямований у протилежному напрямі фільтраційний потік з водосховища, огинає його і віджимається в бік нижнього б'єфа;

г) характерні особливості структури потоку, зумовлені змінним режимом руху ґрунтових вод.

Після влаштування і наповнення водосховища рух ґрунтових вод поблизу нього тривалий час має неусталений характер.

д) розрахункові зони, що розглядаються у процесі вивчення руху ґрунтових вод поблизу водосховища.

Рух ґрунтових вод у районі водосховища залежить від багатьох факторів і має складний і різноманітний характер.

Основне допущення, що приймається під час вивчення руху ґрунтових вод поблизу водосховищ, полягає у тому, що ґрунтовий потік у районі водосховища поділяють на такі три зони:

1. Зона руху ґрунтових вод під дном водосховища і під греблею (I розрахункова зона).
2. Зона руху ґрунтових вод в берегах річки поблизу греблі (II розрахункова зона).
3. Зона руху ґрунтових вод в берегах річки на віддалі від греблі (III розрахункова зона).

Необхідність розмежування I і II зон випливає з того, що фільтрація під греблею відбувається відповідно до закономірностей пружного режиму і характеризується відносно малим періодом часу стабілізації течії, тоді як фільтрація в обхід греблі у більшості ви-

падків відзначається наявністю вільної поверхні ґрунтових вод і відносно великим періодом часу стабілізації.

У III зоні, де вплив нижнього б'єфа є незначним, рух ґрунтових вод визначається підпором з водосховища і напором на віддаленій межі, величина яких вздовж водосховища змінюється.

Формування підпору ґрунтових вод поблизу водосховища

7.6 Під час наповнення водосховища підвищення напору води у річці передається ґрунтовим водам: у берегах річки відбувається підняття рівня ґрунтових вод і водонасичення раніше відносно сухих ґрунтів зони аерації.

Область підпору і водонасичення охоплює береги річки не тільки у верхньому, а й у нижньому б'єфі.

Формування області підпору і водонасичення триває впродовж всього перепаду часу, поки рух ґрунтових вод у районі водосховища має неусталений характер. Практично ж час стабілізації можна визначити як період, протягом якого підпір ґрунтових вод поширюється до граничної межі.

Граничною межею поширення ґрунтових вод від водосховища можна вважати лінію, де підпір в умовах усталеного руху (так званий стаціонарний підпір) дорівнює половині амплітуди природних коливань рівня ґрунтових вод.

Ширина області підпору і водонасичення від урізу водосховища до цієї межі коливається від кількох сотень метрів до десятків кілометрів.

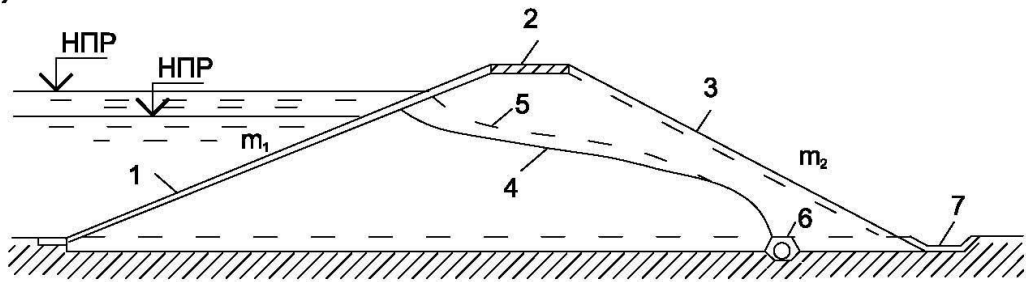
Крива вільної поверхні ґрунтових вод (криві депресії) поблизу водосховищ залежать від їх місцеположення у тій чи іншій частині водосховища (поблизу від греблі, у середній частині водосховища, у хвостовій його частині).

Крім того, криві вільної поверхні залежать від умов живлення і стоку ґрунтових вод.

Захист прибережних земель від затоплення і підтоплення

7.7 Для захисту цінних сільськогосподарських земель, промислових підприємств і населених пунктів, що перебувають у прибережній зоні водосховища, від затоплення водами водосховища і від підтоплення ґрунтовими водами влаштовують дамби обвалування і дренаж (рисунки 7.1–7.3).

а)



б)

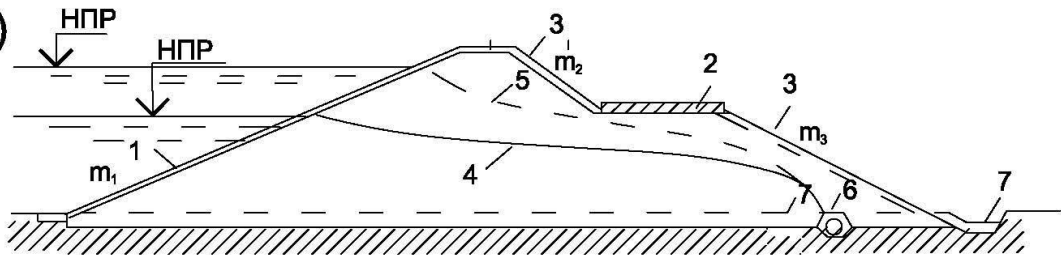


Рисунок 7.1 – Схематичні профілі не затоплюваних дамб обвалування

а – нормальнообтиснений; б- розпластаний; г – захисне покриття; 2 – покриття дороги; 3 - обдернування або посів трав; 4 – крива депресії при НПР; 5 – крива депресії в повінь; 6 – трубчастий дренаж; 7 - кювет

Під час влаштування по берегах водосховища захисних дамб, які захищають територію від затоплення, крива підпору ґрунтових вод може піднятися до поверхні землі за дамбами.

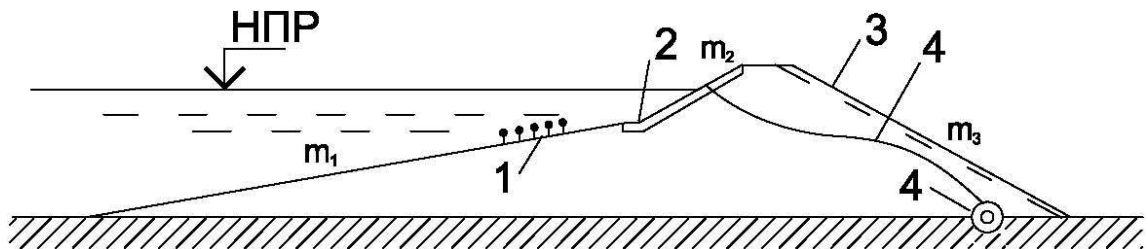


Рисунок 7.2 – Не затоплювана дамба з легким кріпленням верхнього укоса:

1 – посадка чагарника; 2 – гравійне покриття або суцільне обдернування; 3 – обдернування в клітку; 4 – трубчастий дренаж; 5 – крива депресії

У цьому випадку створюються умови, близькі до тих, які мають місце у зниженнях рельєфу: фільтраційні води можуть просочуватися за дамбами і підтоплювати частину прилеглої території. При цьому, внаслідок дренуючого впливу виходу ґрунтових вод, за дамбами висота і швидкість підняття їх рівня зменшуються.

У таких випадках потрібно визначити ширину зони підтоплення за дамбами обвалування. Якщо ширина цієї зони невелика (приблизно до 20 м), то для запобігання підтопленню достатнім буде влаштування неглибокого придамбового дренажу (на низовому укосі дамб або безпосередньо за укосом).

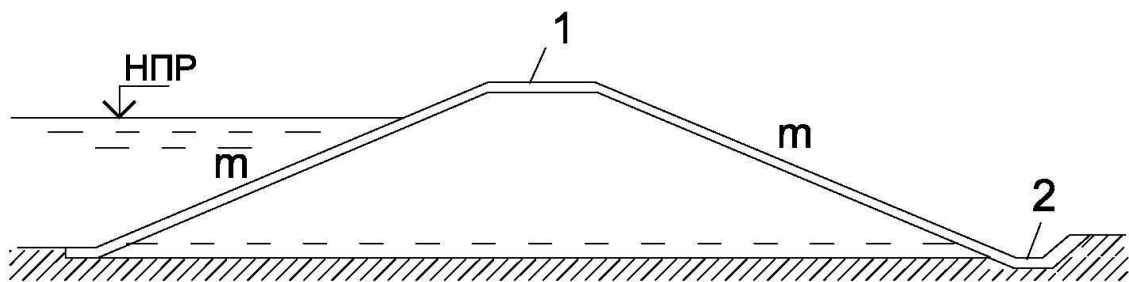


Рисунок 7.3 – Схематичний профіль затоплю вальної дамби обвалування:

1 – захисне покриття укосів та гребеня; 2 – кювет

Якщо ширина зони підтоплення велика, то для осушення території за дамбами обвалування слід влаштовувати глибокий береговий дренаж вздовж дамб на деякій відстані від них.

Таке віддалення дренажу від дамб вигідне тому, що в цьому випадку його дренажний вплив у бік берега використовується ефективніше, а приплив води до дренажу зменшується.

Підтоплення території можливе також за відсутності дамб обвалування, якщо крива депресії ґрунтових вод в умовах підпору близько підходить до поверхні землі.

У цьому випадку у прибережній зоні водосховища також влаштовують дренаж (звичайно одну і рідше дві лінії дрен, паралельно урізу водосховища).

Основний дренаж на прибережних територіях у більшості випадків розміщують вздовж урізу водосховища. На периферії осушуваної території до основного дренажу приєднуються додаткові дренажі, спрямовані під тим чи іншим кутом до урізу водосховища. Додаткові дренажі потрібні для перехоплення бічних – фільтраційного і ґрунтового потоку і зниження їх рівня. Іноді дренаж влаштовують по контуру всієї осушуваної території (так званий кільцевий дренаж).

Розрахунок руху ґрунтових вод на ділянках захисту

Попередні вказівки

7.8 Під час розрахунку руху ґрунтових вод на ділянках захисту (тобто при розрахунках регульованого їх режиму) слід враховувати:

- гідрогеологічні особливості цих ділянок – граничні умови фільтраційного потоку, який дренує, безнапірний або напірний потік; характер і ступінь неоднорідності ґрунтів, що дренують, можливість істотної зміни рівневого режиму ґрунтових вод у часі;
- конструкція дренажних пристроїв, характер і ступінь недосконалості дренажу. У довіднику проектувальника (див. “Справочник проектировщика”. Серія “Гидротехническое строительство”. М.: Стройиздат, 1983 г.) викладено методи фільтраційних розрахунків

кових захисних дренажів стосовно різних геологічних і гідрогеологічних умов території, яку захищають, від затоплення і підтоплення.

Методика еколого-економічної оцінки проектів інженерного захисту навколишнього середовища

7.9 Проектований комплекс природоохоронних заходів має забезпечувати:

- зниження можливості негативних дій на навколишнє середовище споруд, які проектують;

- поліпшення якості земельних, лісових і водних ресурсів;
- запобігання втратам природних ресурсів;
- зберігання природних ландшафтів, пам'яток природи, заповідних зон.

7.9.1 Еколого-економічну оцінку проектів будівництва земляних напірних споруд (греблі, дамби) слід виконувати у такій послідовності:

а) оцінка екологічної допустимості будівництва гребель і дамб у районі, який розглядають;

б) екологічне обґрунтування передбачуваного будівництва гребель і дамб;

в) мінімізація дії об'єкта, який проектують, на навколишнє середовище;

г) визначення порівняльного еколого-економічного ефекту від капітальних вкладень у будівництво гребель (дамб).

7.9.2 У процесі еколого-економічної оцінки будівництва об'єкта слід мати найдостовірнішу інформацію про стан навколишнього середовища у районі передбачуваного будівництва, прогнозні дані про можливі зміни у середовищі після закінчення будівництва і введення в експлуатацію, зіставляючи сукупні експлуатаційні витрати з капітальними вкладеннями.

Інформаційне обслуговування охорони і раціонального використання водних ресурсів

7.10 Інформація про використання води має такі розділи:

Розділ 1. Містить відомості про облік об'ємів води, вилучених з природних джерел. У цьому розділі наводять такі дані:

- назва джерел водопостачання (річки, озера, водосховища, канали);
- загальна кількість стічних вод, що надходять до водного джерела;
- відстань від устя водотоку до місця водозабору з нього, а у разі забирання з підземних вод – відстань від устя до найближчого водозабору на річці, у басейні якої знаходиться цей водозабір;

- об'єм, вилучений з джерела або одержаний від іншого споживача води у цілому за рік у місячному розрізі;

- планові й фактичні об'єми використаної води, в тому числі на виробничі потреби (крім сільського господарства), на зрошення і промивання земель, на потреби сільського населення і виробничі потреби сільського господарства (за винятком зрошення і обводнення);

- об'єми води, втраченої на фільтрацію, випаровування, під час витоку, аварій в системі подачі води від водозабору до місця використання.

Розділ 2. Містить відомості з обліку об'ємів стічних вод і кількості забруднюючих речовин, що їх скидають безпосередньо у поверхневі водні об'єкти і в підземні горизонти або які надходять в них з полів фільтрації, полів зрошення, нагромаджувачів, а також боліт і балок.

При цьому визначають такі основні показники:

- об'єми і якість води;
- відстань від устя до місця зосередженого надходження стічних вод з ярів, балок тощо у природні водні об'єкти;
- кількість забруднюючих речовин, що міститься у воді, яку скидають;
- об'єм забрудненої води, яка у процесі використання забруднюється різними компонентами і скидається у водойми без очищення або ступінь її очищення нижче за встановлений (Водний кодекс України).

Облік витрат на охорону навколишнього середовища і раціональне використання природних ресурсів

7.11 Витрати на охорону і раціональне використання водних ресурсів, на прийом і очищення стічних вод, на охорону земель від забруднення відходами виробництва і споживання, на рекультивацію земель складаються з поточних витрат і витрат на капітальний ремонт основних виробничих фондів з охорони навколишнього середовища і капітальні вкладення на охорону і раціональне використання природних ресурсів.

7.11.1 Поточні витрати на охорону і раціональне використання водних ресурсів складаються з витрат на експлуатацію споруд для очищення виробничих і комунальних стічних вод; систем оборотного водопостачання та інших споруд, пов'язаних з очищенням і раціональним використанням водних ресурсів.

7.11.2 До поточних витрат також належать витрати на створення водоохоронних зон; комплекс поточних технологічних, лісомеліоративних, агротехнічних, гідротехнічних, санітарних та інших заходів, спрямованих на запобігання забрудненню, засміченню і вичерпанню водних ресурсів.

7.11.3 До поточних витрат на охорону земель від забруднення виробничими відходами включають витрати на утримання і експлуатацію полігонів, а також установок для знезаражування токсичних й інших шкідливих виробничих відходів та інші витрати, пов'язані з їх переробкою, транспортуванням і утилізацією.

8 КОНТРОЛЬ ЗА СТАНОМ СПОРУД І ОСНОВ У ПЕРІОД БУДІВНИЦТВА І ЕКСПЛУАТАЦІЇ

8.1. У проектах гребель I, II і III класів необхідно передбачати установку контрольно-вимірювальної апаратури (КВА) для проведення натурних спостережень за роботою і

станом споруд і їхніх основ як у процесі будівництва, так і в ремонтних заходів, період експлуатації, використовуючи результати цих спостережень для оцінки надійності об'єкта, своєчасного виявлення дефектів, призначення ремонтних заходів, запобігання аваріям і поліпшення умов експлуатації.

Натурні спостереження можуть бути контрольними і спеціальними.

8.2. Контрольні натурні спостереження слід здійснювати для вивчення основних параметрів роботи греблі і основи, комплексного аналізу їхнього стану і оцінки експлуатаційної надійності.

Склад і обсяг натурних спостережень слід призначати залежно від класу греблі, її конструктивних особливостей, геологічних, гідрогеологічних, кліматичних умов, а також умов зведення і вимог експлуатації.

Спостереженнями, як правило, слід визначати:

- а) позначки рівнів води верхнього і нижнього б'єфів;
- б) положення депресійної поверхні в тілі греблі і берегах;
- в) якість роботи дренажу і протифільтраційних пристроїв;
- г) витрати води, що фільтрується через греблю і її основу, а також у берегах і місцях примикання греблі до бетонних споруд;
- д) каламутність, температуру води, яка профільтрувалася, а у разі потреби – її хімічний склад;
- е) поровий тиск у глинистих елементах тіла греблі та основи;
- ж) осідання тіла греблі, основи і берегових примикань;
- і) горизонтальні зміщення гребеня, берм і протифільтраційних пристроїв;
- к) напруження і деформації в тілі греблі, протифільтраційних пристроях, а також в основі;
- л) сейсмічні коливання;
- м) льодовий вплив.

У складі контрольних спостережень на ґрунтових греблях слід здійснювати систематичні спостереження за станом кріплень і місцевими деформаціями укосів і гребеня греблі, водоскидних кюветів, появою виходів води, яка профільтрувалася, розмиванням укосів і берегів, появою полою, замуленням і заростанням дренажних траншей.

8.3. Для гребель IV класу та їхніх основ слід передбачати комплексні візуальні спостереження.

Інструментальні спостереження слід, як правило, обмежувати спостереженнями за зміщенням, осіданням, положенням депресійної поверхні і фільтраційними витратами.

При відповідному обґрунтуванні допускається не здійснювати інструментальних спостережень.

8.4. Спеціальні натурні спостереження на ґрунтових греблях здійснюють у разі відповідного обґрунтування з метою одержання даних для уточнення методів і результатів розрахунку і модельних досліджень, обґрунтування конструктивних рішень, методів виконання робіт і поліпшення умов експлуатації гребель.

8.5. Проект натурних спостережень має включати:

- а) програму спостережень зі зміною мети, завдань, складу, обсягу, методики, зазначенням термінів, номенклатури і технічних характеристик КВА;
- б) загальні схеми і робочі креслення розміщення і монтажу КВА в греблі, основі, берегових примиканнях і окремих елементах, прокладання і комутації кабельних ліній і влаштування вимірювальних пультів;
- в) робочі креслення закладних деталей і монтажних пристосувань для встановлення КВА;
- г) специфікації КВА, яку встановлюють, вторинних приладів, допоміжного обладнання, кабелів;
- д) інструкцію щодо встановлення КВА, прокладання ліній і обладнання пультів;
- е) кошторис на прилади, допоміжне обладнання, кабельну продукцію, проведення спостережень, оброблення і аналіз результатів.

8.6. У проект слід включити вимоги щодо періодичності проведення, оброблення і систематизації натурних спостережень за роботою і станом споруди і її основи як у період будівництва, так і в період експлуатації.

8.7. При розрахунках гребель усіх класів слід встановлювати гранично допустимі значення параметрів стану гребель та їхніх основ, які контролюються натурними спостереженнями.

Значення гранично допустимих параметрів у вигляді окремої таблиці включають у проект.

Додаток 1

(обов'язковий)

Терміни і визначення

Підземний контур – підземна частина флютбету, що складається звичайно з понура, тіла споруди і водобою з рисбермою.

Випор – переміщення під дією висхідного фільтраційного потоку з градієнтом $I_{кр}^e$ всіх частин ґрунтового масиву разом з дренажем або привантаженням.

Суфозія – переміщення (винесення) під дією фільтраційного потоку окремих найдрібніших частинок ґрунту з його товщі для градієнтів потоку $I_{кр}^c$, які є меншими ніж градієнти випору $I_{кр}^e$, тобто $I_{кр}^c < I_{кр}^e$.

Контактний випор – переміщення (розмивання поверхні) ґрунту основи споруди під час руху фільтраційного потоку з градієнтом $I_{кр}^{кр}$ вздовж контактів ґрунту основи і матеріалу фільтра дренажу (або вздовж контакту контуру основи з підшовою споруди), а також вздовж контакту ґрунту основи з прошарками крупнозернистого ґрунту (за наявності таких прошарків в основі споруди).

Плоский фільтраційний потік – фільтраційний потік, що рухається нормально до осі споруди (греблі).

Гідродинамічний тиск фільтраційного потоку – об'ємна сила, виражена як добуток об'ємної ваги води на гідралічний уклон, тобто $D = \Delta_0 \cdot I$.

Консолідація ґрунту тіла і основи греблі – процес ущільнення ґрунтів, що супроводжується витісненням порової води.

Поровий тиск – виникнення напружень у скелеті ґрунту і тисків у поровій воді від прикладання до ґрунту навантаження.

Нестабілізований стан ґрунту – стан ґрунту, коли спостерігається надлишковий тиск у поровій рідині, що виникає під час прикладання навантаження.

Первинна консолідація – ущільнення ґрунту внаслідок вичавлювання порової рідини.

Вторинна консолідація – ущільнення ґрунту, спричинене в'язкими деформаціями ґрунту з урахуванням властивостей його повзучості.

Повзучість ґрунту – деформованість скелету ґрунту у часі у разі постійного навантаження.

Реологічні процеси у ґрунтах – процеси деформації скелету ґрунту у часі в умовах практичної відсутності опору води або газу зміні об'єму пор ґрунту. Основні явища, що визначають реологічні властивості ґрунтів: повзучість ґрунту, релаксація і тривала міцність.

Релаксація – процес ослаблення (зменшення) напружень у ґрунтах для заданої незмінної деформації.

Тривала міцність – міцність ґрунтів у разі тривалої дії на них навантаження.

Просадочність – процес осідання ґрунту при замочуванні. Є характерною властивістю макропористих ґрунтів, до яких належать насамперед лесові ґрунти та їхні різновиди.

Набухання – здатність ґрунту у разі підвищення вологості збільшуватися в об'ємі. З подальшим зниженням вологості у набухаючих ґрунтів відбувається зворотний процес – **осідання**. Набухання є характерною властивістю глинистих ґрунтів.

Гідрографічна сітка – сукупність річок та інших постійно і тимчасово діючих водотоків, а також водойм на якій-небудь території.

Затоплення – утворення вільної поверхні води на ділянці території внаслідок підвищення рівня водотоку, водойми або підземних вод.

Зона підпору підземних вод – область над водоносним пластом, в якому відбувається підвищення вільної поверхні підземних вод у разі їх підпору, наприклад, водосховищем, річкою та ін.

Зона підтоплення – територія, яка зазнає підтоплення внаслідок будівництва водосховищ, інших водних об'єктів і забудови.

Інженерний захист – комплекс інженерних споруд, інженерно-технічних, організаційно-господарських та соціально-правових заходів, які забезпечують захист господарських об'єктів і території від затоплення та підтоплення, берегообвалення та зсувних процесів.

Об'єкти інженерного захисту – окремі споруди інженерного захисту території, які забезпечують захист народногосподарських об'єктів, населених пунктів, сільськогосподарських земель та природних ландшафтів від затоплення та підтоплення.

Підзони сильного, помірного та слабого підтоплення – підтоплювані природні території поділяють на:

підзону сильного підтоплення із заляганням рівня ґрунтових вод, який наближається до поверхні та супроводжується процесом заболочування і засолення верхніх горизонтів ґрунтів;

підзону помірного підтоплення із заляганням рівня ґрунтових вод в межах від 0,3–0,7 м до 1,2–2,0 м від поверхні з процесами вилуговування і засолення середніх горизонтів ґрунтів;

підзону слабого підтоплення із заляганням рівня ґрунтових вод у межах від 1,2–2,0 м до 2,0–3,0 м в гумідній і до 5,0 м – в аридній зоні з процесами оглеєння та засолення нижніх горизонтів ґрунтів.

Підтоплення – підвищення рівня підземних вод і зволоження ґрунтів зони аерації, які спричиняють порушення господарської діяльності на певній території, перетворення ґрунтів, зміну фізичних і фізико-хімічних властивостей підземних вод, видового складу, структури і продуктивності рослинного покриву, трансформації місць проживання тварин.

Природні системи – обмежена у просторі сукупність функціонально взаємопов'язаних живих організмів і навколишнього середовища, що характеризується певними закономірностями енергетичного стану, обміну та кругообігу речовин.

Система інженерного захисту території від затоплення та підтоплення – гідротехнічні споруди різного призначення, об'єднані в єдину територіальну систему, що забезпечує інженерний захист території від затоплення і підтоплення.

Ступінь атмосферного зволоження території (коефіцієнт підземного стоку) – частка атмосферних опадів, які вбираються ґрунтами і живлять підземні води певного району або території.

Техногенне затоплення та підтоплення – затоплення та підтоплення території внаслідок будівництва і господарської діяльності.

Додаток 1 а

(обов'язковий)

Нормативні документи, на які є посилання

- ДБН В.2.4-1-99 Меліоративні системи і споруди;
- СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений;
- СНиП 2.02.01-85 Основания гидротехнических сооружений;
- СНиП 2.06.04-82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения
- СНиП 2.06.05-84 Плотины из грунтовых материалов;
- СНиП 3.07.01-85 Гидротехнические сооружения речные;
- СНиП 2.06.08-87 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений;
- Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения. – М.: Стройиздат, 1973;
- Указания по проектированию подземного контура водоподпорных сооружений на нескольких основаниях. – М.: Госстройиздат, 1960;
- Справочные пособия к ДБН В.2.4-1-99 “Мелиоративные системы и сооружения”:
 - 1) Методы расчета плоской фильтрации к защитным дренажам;
 - 2) Гидрогеологические и гидравлические расчеты дренажных систем.

Додаток 2

(обов'язковий)

Розрахунок параметрів вітрової хвилі

Вітрова хвиля – один з основних чинників силової дії на кріплення верхових укосів гребель.

У розрахунках на міцність і стійкість кріплення земляного укосу греблі прийнято вважати, що на укіс діє енергія хвилі, виражена через її висоту і довжину.

2.1. Є ряд емпіричних і напівемпіричних способів визначення висоти хвилі на водоймах і великих водосховищах. Серед них найбільше використовують:

1) для малих водойм і невеликих водосховищ:

а) формула В. А. Мар'єна

$$h = 0,37\sqrt{D}, \quad (2.1)$$

б) формула П. К. Божича

$$h = 0,067W, \quad (2.2)$$

в) формула В. Г. Адреянова

$$h = 0,02W^{5/4} \cdot D^{1/3}, \quad (2.3)$$

а довжина хвилі

$$\lambda = 0,30W \cdot D^{1/2}. \quad (2.4)$$

де D – довжина розгону хвилі, км;

W – швидкість вітру, м/с;

λ – довжина хвилі, м.

2) для великих водосховищ (типу Кременчуцького на р. Дніпрі):

а) формула А. П. Браславського

$$h_{n+1} = \left[\frac{u_n}{u_{n+1}} h_n^2 + \frac{8}{u_{n+1}} (X_{n+1} - X_n) (R_1 - R_2) \right]^{0,5}, \quad (2.5)$$

де X – відстань від початку профіля, який розглядають, у напрямі руху хвилі;

R_1 – осереднена у часі кількість енергії, яку передає вітер хвилі за одиницю часу;

R_2 – осереднена у часі кількість енергії, яку втрачає хвиля за одиницю часу;

n і $n+1$ – позначки, стосуються відповідно початку й кінця n -ї ділянки профілю водойми.

Рівняння (2.5) розв'язують тільки підбором, оскільки у праву його частину входять u_{n+1} , R_1 і R_2 , які залежать від величини h_{n+1} .

Забезпеченість висоти хвилі, яку визначають за методом А. П. Браславського, становить 5 %.

Якщо потрібно перейти до хвиль іншої забезпеченості, слід користуватися перехідними коефіцієнтами, наведеними в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1

F_1 , %	Перехідний коефіцієнт при F_2 , %											
	0,0	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	5,0	10	15	20
0,0	1,0	0,96	0,91	0,85	0,82	0,81	0,81	0,79	0,74	0,67	0,63	0,58
0,1	1,04	1,00	0,93	0,90	0,88	0,87	0,86	0,84	0,78	0,71	0,66	0,61
0,5	1,10	1,07	1,00	0,97	0,95	0,94	0,90	0,88	0,84	0,77	0,70	0,67
1,0	1,18	1,11	1,03	1,00	0,98	0,97	0,95	0,92	0,86	0,79	0,72	0,69
1,5	1,22	1,13	1,05	1,01	1,00	0,98	0,96	0,94	0,87	0,80	0,74	0,70
2,0	1,23	1,14	1,06	1,03	1,02	1,00	0,98	0,96	0,89	0,81	0,75	0,70
2,5	1,25	1,16	1,11	1,05	1,04	1,01	1,00	0,98	0,91	0,82	0,77	0,71
3,0	1,27	1,19	1,13	1,07	1,06	1,03	1,02	1,00	0,93	0,84	0,78	0,72
5,0	1,35	1,24	1,19	1,16	1,15	1,11	1,10	1,07	1,00	0,91	0,85	0,78
10	1,49	1,41	1,30	1,27	1,25	1,23	1,22	1,19	1,10	1,00	0,92	0,85
15	1,59	1,52	1,42	1,39	1,35	1,33	1,30	1,26	1,18	1,09	1,00	0,92
20	1,72	1,64	1,49	1,45	1,43	1,43	1,41	1,39	1,28	1,18	1,09	1,00

Перехід від швидкості вітру, заміряної на березі W_6 , до швидкості вітру на водоймі W_{10} слід здійснювати за формулою

$$W_{10} = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot W_6, \quad (2.6)$$

де K_1 – коефіцієнт захищеності місцевості від вітру: для населених пунктів $K_1 = 1,3$; для умов лісових масивів $K_1 = 1,5$; для відкритої місцевості $K_1 = 1,0$;

K_2 – коефіцієнт рельєфу: для розміщення метеостанції на вершині пагорба $K_2 \cong 0,75$; на дні глибокої долини $K_2 = 1,4$;

K_3 – коефіцієнт висоти вимірювання (Z) швидкості вітру на поверхні землі (якщо $Z = 2$ м, то $K_3 = 1,2$; якщо $Z = 10$ м, то $K_3 = 1,0$; якщо $Z = 28$ м, то $K_3 = 0,90$).

б) напівемпіричний спосіб Н. А. Лабзовського

За цим способом висоту h і довжину λ хвилі у заданому пункті визначають за формулами:

$$h = \beta h_{\text{гл}}, \quad (2.7)$$

$$\lambda = \alpha \lambda_{\text{гл}}, \quad (2.8)$$

де α і β – коефіцієнти, які залежать від відношення H/λ .

Параметри хвилі глибокої води визначають за такими формулами:

$$h_{\text{гл}} = 0,073 \cdot K \cdot W \sqrt{\frac{L}{\lambda_{\text{гл}}}}, \quad (2.9)$$

$$\lambda_{\text{гл}} = 0,073 \cdot W \sqrt{D \cdot \lambda_{\text{гл}}}, \quad (2.10)$$

$$\lambda_{\text{гл}} = 9 + 19e^{-14/W}, \quad (2.11)$$

$$\kappa = 1 + e^{-0,4L/W}, \quad (2.12)$$

$$L_0 = 20 \sqrt{v^2} \lambda_{\text{огл}}, \quad (2.13)$$

де κ – коефіцієнт, який враховує підвищену інтенсивність розвитку хвилі на початку розгону;

L_0 – граничний розгін, км.

Значення емпіричних коефіцієнтів α і β знаходять за таблицею 2.2.

Таблиця 2.2

$H/\lambda_{\text{гл}}$	α	β	$H/\lambda_{\text{гл}}$	α	β
0,01	0,119	0,251	0,26	0,724	0,753
0,02	0,161	0,306	0,28	0,740	0,767
0,03	0,200	0,352	0,30	0,765	0,780
0,04	0,238	0,394	0,35	0,796	0,810
0,05	0,275	0,428	0,40	0,823	0,832
0,06	0,310	0,462	0,45	0,850	0,854
0,07	0,343	0,493	0,50	0,866	0,871
0,08	0,378	0,519	0,60	0,904	0,904
0,09	0,406	0,542	0,65	0,918	0,918
0,10	0,435	0,564	0,70	0,930	0,930
0,12	0,485	0,596	0,75	0,942	0,942
0,14	0,540	0,635	0,80	0,956	0,956
0,16	0,582	0,662	0,85	0,967	0,967
0,18	0,617	0,685	0,90	0,980	0,980
0,20	0,652	0,703	0,95	0,990	0,990
0,22	0,679	0,720	1,00	1,000	1,000
0,24	0,703	0,736			

Параметри хвилі:

- швидкість поширення хвилі

$$C_{\text{гл}} \sqrt{\frac{g\lambda_{\text{гл}}}{2\pi}} = 1,25\sqrt{\lambda_{\text{гл}}}, \quad (2.14)$$

- період хвилі

$$\tau_{\text{гл}} = \sqrt{2\pi \frac{\lambda_{\text{гл}}}{g}} = 0,8\sqrt{\lambda_{\text{гл}}}. \quad (2.15)$$

Розрахункову забезпеченість висот хвилі для розрахунків міцності і стійкості гідротехнічних споруд приймають:

берегоукріплювальних класу II – 1 %; III і IV класу – 5 %;

укісного профілю з кріпленням: бетонними плитами – 1 %;

кам'яним накидом – 2 %.

2.2. Висоту вітрового нагону Δh_{set} , м, слід приймати за даними натурних спостережень, а у разі їх відсутності (без урахування конфігурації берегової лінії та для постійної глибини дна d) допускається визначати за формулою

$$\Delta h_{set} = k_w \frac{V_w^2 L}{g(1 + 0,5 \Delta h_{set})} \cos \alpha_w, \quad (2.16)$$

де α_w – кут між поздовжньою віссю водойми і напрямом вітру, град;

V_w – розрахункова швидкість вітру, м/с;

L – розгін хвилі, м;

k_w – коефіцієнт, який приймають за таблицею 2.3.

Таблиця 2.3

V_w	20	30	40	50
$k_w \cdot 10^6$	2,1	3,0	3,9	4,8

Значення граничного розгону L_0 допускається приймати за таблицею 2.4 для заданої швидкості вітру V_w , м/с.

Таблиця 2.4

Швидкість вітру V_w , м/с	20	25	30	40	50
Значення граничного розгону хвилі $L_0 \cdot 10^{-3}$, м	1600	1200	600	200	100

2.3. Висоту нахату на укис хвиль забезпеченістю 1 % по нахату ($h_{run1\%}$, м) для хвиль, що надходять фронтально, з глибиною перед спорудою $d > 2h_{1\%}$ слід визначати за формулою

$$h_{run1\%} = K_r \cdot K_p \cdot K_{sp} \cdot K_{run1\%} \cdot h_{\%}, \quad (2.17)$$

де K_r і K_p – коефіцієнти шорсткості й проникності укусу, які приймають за таблицею 2.5;

K_{sp} – коефіцієнт, який приймають за таблицею 2.6;

$K_{run1\%}$ – коефіцієнт, який приймають залежно від пологості хвилі $\bar{\lambda}_d / \bar{h}_{d1\%}$ на глибокій воді.

Висоту нахату на укис хвиль забезпеченістю i , %, по нахату необхідно визначати множенням одержаного за формулою (2.17) значення $h_{run1\%}$, м, на коефіцієнт K_i , який приймають за таблицею 2.5.

Таблиця 2.5

Забезпеченість по нахату i , %	0,1	1	2	5	10	30	50
Коефіцієнт K_i	1,1	1	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

2.4 Визначення хвильового тиску на укіс

2.4.1 Хвильовий тиск на укіс слід визначати за формулою

$$P_d = K_s \cdot K_f \cdot P_{rel} \cdot \rho \cdot gh, \quad (2.18)$$

де K_s – коефіцієнт, який визначають за формулою

$$K_s = 0,85 + 4,8 \frac{h}{\lambda} + ctg \alpha \left(0,028 - 1,15 \frac{h}{\lambda} \right), \quad (2.19)$$

K_f – коефіцієнт, який приймають за таблицею 2.6.

Таблиця 2.6

Пологість хвилі $\bar{\lambda}/h$	10	15	20	25	35
Коефіцієнт K_f	1	1,15	1,3	1,35	1,48

P_{rel} – максимальний відносний хвильовий тиск на укіс, який приймають за таблицею 2.7.

Таблиця 2.7

Висота хвилі h , м	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	≥ 4
Максимальний відносний хвильовий тиск P_{rel}	3,7	2,8	2,3	2,1	1,9	1,8	1,75	1,7

2.4.2 Ординати епюри хвильового протитиску P_c , кПа, на плити кріплення укосів слід визначати за формулою

$$P_c = K_s \cdot K_f \cdot P_{c,rel} \cdot \rho \cdot g \cdot h. \quad (2.20)$$

Позначення у формулі (2.20) є тотожними позначенням у формулах (2.18) і (2.19).

Додаток 3

(рекомендований)

Визначення крутизни хвिलестійкого неукріпленого укусу гребель з піщаних ґрунтів для «профілю динамічної рівноваги»

3.1 Попередня оцінка параметрів динамічно стійкого у разі дії хвиль профілю неукріпленого укусу гребель з піщаного ґрунту («профілю динамічної рівноваги») може бути виконана за формулами:

$$m = m_0 + k_\lambda \left(\frac{h_{cdl}}{d_0} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h_{cdl}}} \right)^{1/2}, \quad (3.1)$$

де m – коефіцієнт укусу «динамічної рівноваги»;

m_0 – коефіцієнт природного укусу ґрунту тіла греблі від водою;

h_{cdl} – висота розрахункової хвилі, м;

λ – довжина розрахункової хвилі, м;

d_0 – середньозважений діаметр частинок ґрунту тіла греблі, м:

$$d_0 = \sum_i \frac{d_i p_i}{100}, \quad (3.2)$$

де d_i – розмір фракцій, м;

p_i – частка фракцій, % маси;

K_λ – коефіцієнт, який:

- для підводної частини пляжного укусу від розрахункового рівня води у водосховищі становить 0,37, до нижньої межі розмивної дії хвиль (h_1) приймають за формулою

$$h_1 = 0,028 \left(\frac{h_{cdl} \cdot \lambda}{d_0^{1/2}} \right)^{2/3}; \quad (3.3)$$

- для надводної частини пляжного укусу від розрахункового рівня води до верхньої межі розмивної дії хвиль (h_2) залежно від висоти нахату хвилі, див. додаток 2, формула (2.17), становить 0,17.

Значення h_2 у першому наближенні може становити $0,5h_{cdl}$ (рисунок 3.1).

3.2 Визначаючи крутизну динамічно стійкого укусу слід урахувувати розмивну дію скісного надходження хвиль, що має дуже сильний прояв під час підходу хвиль до укусу під кутом $\alpha = 45\text{--}57^\circ$.

3.3 Профіль споруд слід уточнювати за даними лабораторних або натурних досліджень з використанням результатів експлуатації земляних гребель з неукріпленими укусами, збудованих з аналогічних ґрунтів і в умовах, близьких за хвильовими і вітровими характеристиками.

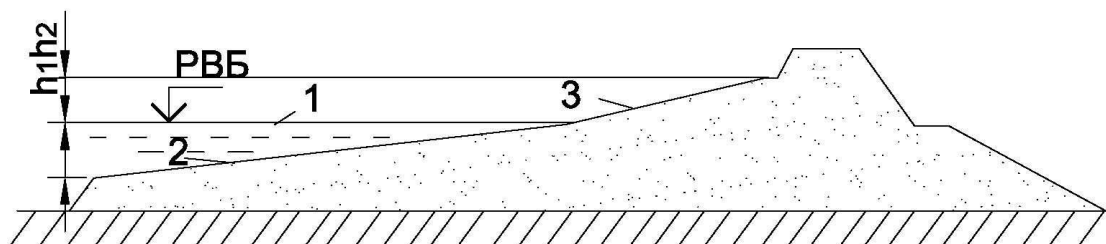


Рисунок 3.1 – Визначення крутизни верхового незакріпленого укосу піщаної греблі:

1 – розрахунковий рівень води; 2 – ділянка укосу при $k_\lambda = 0,37$; 3 – те саме, при $k_\lambda = 0,17$

Додаток 4

(рекомендований)

Конструкції і розрахунки кріплень напірних укосів земляних насипних гребель

4.1 ОСНОВНІ ТЕХНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ КРІПЛЕНЬ І УМОВИ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ

4.1.1 Під час вибору конструкції і розрахунку кріплень земляних укосів слід виходити з того, що окремі ділянки кріплення зазнають не однакових за величиною механічних дій хвиль, льоду та інших факторів, що можуть спричинити його розмивання.

До складу кріплення, що застосовують для захисту земляного укосу, входить п'ять конструктивних частин (рисунок 4.1):

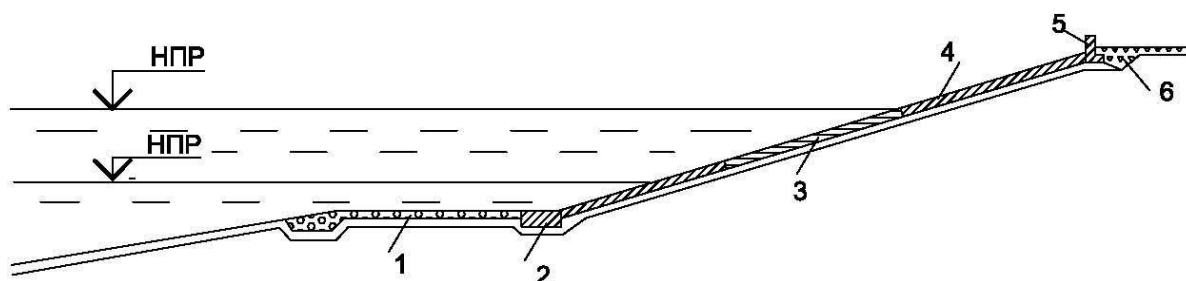


Рисунок 4.1 – Приклад конструкції укосного кріплення з монолітного або збірною монолітного залізобетону на підготовці:

1 – полегшене кріплення; 2 – упор основного кріплення; 3 – підготовка; 4 – основне залізобетонне покриття; 5 – парапет; 6 – засипка з рядового щебеню або крупно уламкового ґрунту

основне покриття (кріплення), яке захищає земляний укіс у зоні найінтенсивнішої механічної дії хвиль, льоду та інших факторів;

перехідна частина у вигляді підготовки або зворотного фільтру, яку використовують головним чином для сполучення покриття із земляним укосом для захисту від винесення (суфозії) частинок ґрунту укосу при проникному покритті або для дренажу берегового укосу при високому рівні ґрунтових вод і різкому коливанні рівня водойми;

полегшене кріплення або покриття з відповідною підготовкою на укосі та дні в зоні ослаблених механічних впливів діючих чинників;

упор внизу основного кріплення для запобігання сповзанню по укосі і сполучення основного кріплення з полегшеним на дні або укосі;

парапет, який дає можливість знизити відмітку верхньої межі кріплення.

4.1.2 Умови застосування:

монолітні суцільні залізобетонні покриття застосовують, якщо висота розрахункової хвилі перевищує 2 м, і у разі складання укосів з ґрунтів, що потребують досить жорстких кріплень (рисунок 4.1);

збірні залізобетонні покриття з омонолічених плит застосовують, якщо потрібно скоротити терміни будівництва, у разі комплексної механізації робіт, дотримання вимог водо- і ґрунтонепроникності покриття (рисунок 4.2);

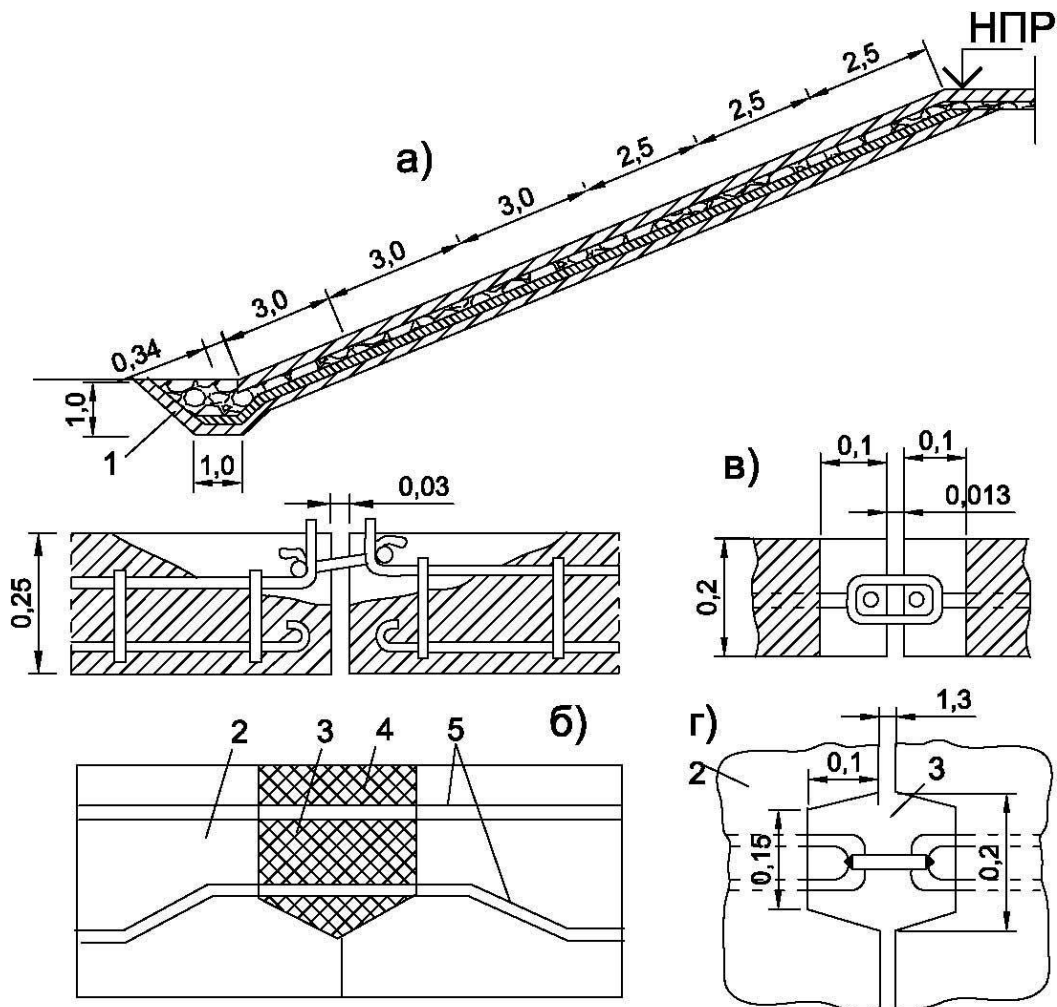


Рисунок 4.2 – Кріплення укосу збірними залізобетонними плитами:

а – розріз кріплення; б – шарнірне з'єднання плит; в – з'єднання плит за допомогою стержнів, призначених для захоплення їх стропами; г – замонолічений шов; 1 – упорна призма; 2 – плита; 3 – заповнення шва асфальтобетоном; 4 – зварювання; 5 – арматура

збірні залізобетонні покриття з плит з відкритими швами застосовують у разі: значної нерівномірності осідання укосу; інтенсивної зміни рівня води у водоймі та в ґрунті укосу, виходу на укіс підземних вод, що фільтруються або виливаються; агресивної дії середовища; умов експлуатації, що негативно впливають на міцність і довговічність омонолічуючого заповнювача швів;

кам'яний накид слід застосовувати у разі значної агресивності середовища; необхідності захисту укосу водонепроникним покриттям; значної нерівномірності осідання укосів; потреби в укріпленні підводних укосів; виконання робіт взимку (рисунок 4.3);

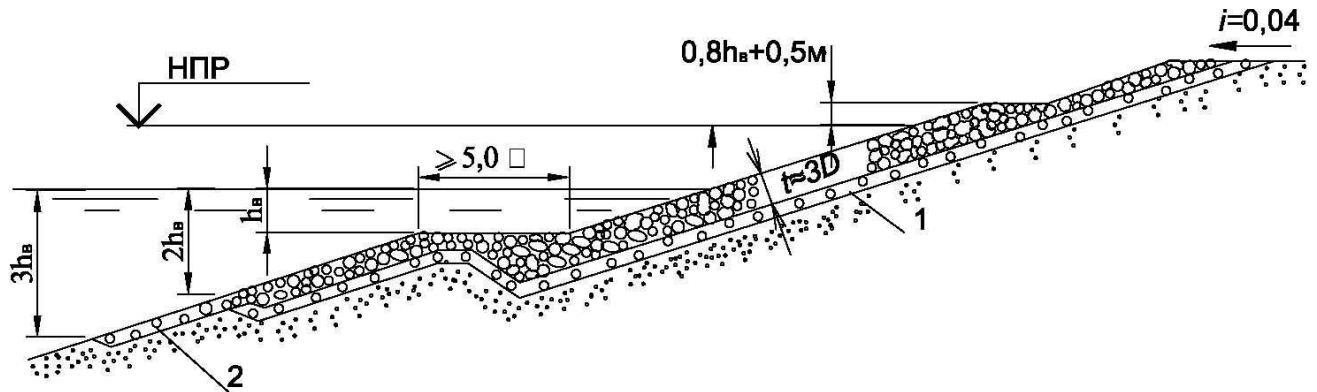


Рисунок 4.3 – Кріплення укосу кам'яним накидом:

1 – зворотний фільтр; 2 – гравій або щебінь

перехідну частину кріплення – підготовку під суцільним і наскрізним покриттями влаштовують одношаровою з різнозернистого матеріалу або шаруватою з двох-трьох шарів різного за крупністю матеріалу, підбраного за типом зворотного фільтра;

нижче основного кріплення укосу, дно перед укосом або берегозахисною спорудою захищають у разі потреби полегшеним кріпленням, доводячи його до глибини де придонні швидкості не перевищують розмивну швидкість для залягаючого тут ґрунту.

4.1.3 Розрахунок захисних, регуляційних, захисних і берегоукріплювальних споруд слід здійснювати згідно з вимогами СНиП 2.06.01 і СНиП 2.06.04.

4.2 РОЗРАХУНОК КРІПЛЕНЬ НА ЛЬОДОВІ ДІЇ

Льодові навантаження на кріплення

4.2.1 Навантаження від льодового поля і зажорних мас льоду формують зусилля, що діють у бік укосу в горизонтальному напрямі. Нормальні до укосу складові від цих навантажень під час розрахунку захисних укосних конструкцій з похилою зовнішньою поверхнею визначають за формулою

$$P_H = P_G \cdot \sin \alpha, \quad (4.1)$$

де P_H – нормальна до укосу складова навантаження;

P_G – навантаження в горизонтальному напрямі;

α – кут нахилу укосу до горизонту.

Під час руху льодового поля під кутом $\theta \leq 80^\circ$ до фронту споруди нормальне до укосу навантаження від льоду слід визначати за формулою

$$P_{\phi} = P_H \cdot \sin \theta, \quad (4.2)$$

де P_{ϕ} – нормальна до укосу складова навантаження, яке діє під кутом до фронту споруди.

Розрахунок кріплень на міцність і стійкість

4.2.2 Загальну стійкість покриття або стійкість всього кріплення на укосі при дії виринаючого льодового навантаження слід перевіряти за формулою

$$K = \sum \overline{M_y}_{x_0} / M_{np}, \quad (4.3)$$

де $K \geq 1$;

$\sum \overline{M_y}_{x_0}$ – сума моментів сил, що утримують кріплення, відносно

розрахункового вертикального перерізу x_0 ;

M_{np} – граничний (виринаючий) момент, що діє в перерізі x ($\overline{M_x}$), в якому

виникає перша берегова тріщина в льодовому покритті при появі в ньому руйнівних напружень (рисунок 4.4, а).

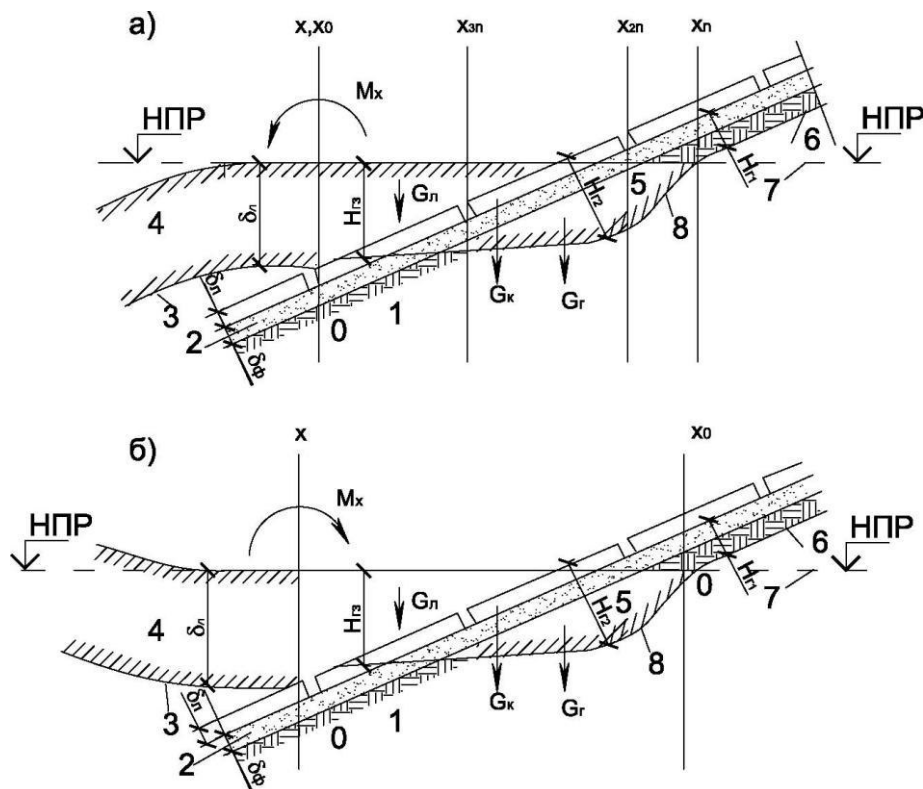


Рисунок 4.4 – Схеми сил для розрахунку стійкості кріплення у разі опускання (а) і підняття льодового покриття:

0 – центр обертання змерзлого масиву; 1 – ґрунт укосу; 2 – підготовка; 3 – покриття; 4 – льодовий покриття; 5 – змерзлий ґрунт нижче рівня води; 6 – межа промерзання ґрунту вище рівня води; 7 – рівень води (зимовий); 8 – межа ґрунту і підготовки, що примерзли до покриття

Сили, що утримують кріплення, складаються з його власної ваги, ваги намерзлого льоду і ваги примерзлого до кріплення ґрунту укосу, які в сумі визначають вагу «змерзлого масиву».

Сума моментів, що утримують кріплення

$$\sum M_{y, x_0} = \sum M_{K, x_0} + \sum M_{L, x_0} + \sum M_{G, x_0} + \sum M_{C, x_0}, \quad (4.4)$$

де $\sum M_{K, x_0}$ – сума моментів від власної ваги окремих елементів кріплення

G_K відносно перерізу x_0 ;

$\sum M_{L, x_0}$ – те саме, від ваги намерзлого льоду G_L ;

$\sum M_{G, x_0}$ – те саме, від ваги примерзлого ґрунту G_G ;

$\sum M_{C, x_0}$ – те саме, від реактивних сил у сполученнях сусідніх елементів покриття (тільки при зниженні рівня води).

При зниженні рівня води всі суми моментів, крім $\sum M_{C, x_0}$, визначають у межах тільки тієї ділянки ґрунту, примерзлого до покриття, який справляє утримуючий вплив на кріплення.

При піднятті рівня води всі суми моментів приймають повністю у межах перерізів $x - x_0$, припускаючи, що в цьому випадку «змерзлий масив» не деформується (рисунки 4.4, б). Суму моментів $\sum M_{C, x_0}$ у такому разі враховувати не слід.

Допустимість обліку ваги мерзлого ґрунту у процесі визначення утримуючого моменту, що діє на кріплення, встановлюють шляхом зіставлення значення граничного моменту M_{np}^r внутрішніх сил в перерізі x_n мерзлого ґрунту з сумою моментів зовнішніх сил

$\sum M_K$; $\sum M_L$; $\sum M_G$ відносно перерізу x_n за співвідношенням

$$\sum (M_K)_{x_n} + \sum (M_L)_{x_n} + \sum (M_G)_{x_n} \leq M_{np}^r \quad (4.5)$$

Значення граничного моменту M_{np}^r внутрішніх сил визначають за формулою

$$M_{np}^r = \frac{B h_t^2 \cdot R_P' \cdot R_C'}{6(R_P' + R_C')} + 2K_E, \quad (4.6)$$

$$\text{де } R_P' = R_{T.P} \exp(-400\tau_2 / \mu); \quad (4.7)$$

$$R_C' = R_{T.C} \exp(-400\tau_2 / \mu), \quad (4.8)$$

де $R_{T.P}, R_{T.C}$ – середні значення границь текучості льоду на розтягування і стиснення, які визначають за дослідними даними, а у разі їх відсутності – за даними, наведеними в таблиці 4.1;

τ – час, год, за який рівень води змінюється на величину, що дорівнює товщині льоду;

K_E – коефіцієнт, що залежить від $\exp(-400\tau_2 / \mu)$ (таблиця 4.2);

μ – коефіцієнт в'язкості льоду, що визначають за формулами:

при $t_{\text{л}} \geq -20^\circ\text{C}$

$$\mu = (3 - 0,28t_{\text{л}} + 0,083t_{\text{л}}^2) \cdot 10^4, \quad (4.9)$$

при $t_{\text{л}} < -20^\circ\text{C}$

$$\mu = (3 - 1,85t_{\text{л}}) \cdot 10^4, \quad (4.10)$$

тут $t_{\text{л}}$ – температура льоду, $^\circ\text{C}$.

Таблиця 4.1 – Границі текучості льоду на розтягування $R_{T.P}$ і стискання $R_{T.C}$

$10^4\text{Па (тс/м}^2\text{)}$

Температура льоду, $t_{\text{л}}^{\circ}\text{C}$		$R_{T.P}$	$R_{T.C}$
від	до		
Верхня частина льодового покриву			
0	-2	70	180
-3	-10	80	250
-11	-20	100	280
Нижня частина льодового покриву			
0	-2	50	120

Таблиця 4.2 – Значення коефіцієнта K_E

$\exp(-400\tau_2 / \mu)$	K_E
0,80	1,0
0,85	1,5
0,90	2,0

Граничні напруги на розтягування і стискання слід приймати стосовно до мерзлого ґрунту відповідної категорії.

4.3 ПРОЕКТУВАННЯ ПІДГОТОВКИ ДЛЯ КРІПЛЕННЯ УКОСІВ

4.3.1 Залежно від місцевих режимів експлуатації та умов роботи кріплень підготовки застосовують для дренажу підземних вод з укусу, для гасіння енергії хвильових потоків і відведення з-під покриттів води, що профільтрувалася внаслідок дії хвиль на укис, для перерозподілу навантаження на ґрунт укусу і його захисту від промерзання.

4.3.2 Підготовку слід виконувати з матеріалів, що містять понад 5 % пиловатих частинок за масою ($d < 0,1$ мм).

4.3.3 Підготовку під суцільне захисне покриття слід розраховувати відповідно до загальних правил проектування зворотних фільтрів напірних гідротехнічних споруд.

4.3.4 Покриття, що застосовують під час укріплення укосів з пилюватих ґрунтів або тих, що розріджуються, а також в умовах імовірного осідання основи, слід розміщувати на суцільних підготовках. Підготовки під суцільні водо- і ґрунтонепроникні конструкції виконують зі звичайного щебеню або різнозернистого великоуламкового ґрунту, який укладають в один шар завтовшки від 15 см до 20 см. Під температурно-осадочними швами в монолітних і збірних суцільних покриттях, що не мають підготовки або з підготовкою зі звичайного матеріалу, слід влаштовувати стрічкову підготовку за типом зворотних фільтрів (два-три шари).

4.3.5 При укріпленні укосів зв'язних ґрунтів, що здимаються в умовах негативних температур, слід укласти утеплювальний шар різнозернистого піску. Товщина шару піску визначається теплотехнічним розрахунком з урахуванням захисної дії покриття та підготовки.

4.3.6 Для влаштування підготовки під накид несортowanego каменю використовують різнозернистий великоуламковий ґрунт, який укладають в один шар завтовшки 20 см.

4.3.7 Підготовку під наскрізні збірні покриття із залізобетонних плит на укосах, що потребують дренажу внаслідок інтенсивних експлуатаційних знижень рівня водойми або високого рівня підземних вод на берегових схилах, розраховують відповідно до загальних правил проектування зворотних фільтрів.

4.3.8 Ступінь неоднорідності матеріалу одношарової підготовки допускається в межах

$$K_{60/10} = D_{60} / d_{10} = 5 - 20 . \quad (4.11)$$

Примітка. При покриттях з плит не допускається застосування щебеню (гравію) діаметром понад $D_{60} > 50-60$ мм.

4.3.9 Товщину одношарової підготовки δ_ϕ під покриттями з плит з відкритими швами або наскрізними отворами слід приймати в межах

$$35\text{см} < \delta_\phi \leq 10D_{50} . \quad (4.12)$$

Під кам'яним накидом з несортowanego каменю - в межах

$$20\text{см} < \delta_\phi \leq 7D_{50} \quad (4.13)$$

Товщину одношарової підготовки під суцільні покриття типу монолітних і збірних залізобетонних з ущільненими швами або омоноличеними плитами приймається рівною

$$15\text{см} \leq \delta_\phi \leq 4D_{50} . \quad (4.14)$$

Товщину окремих шарів дво- або тришарових підготовок при механізованому укладанні на укіс слід приймати не менше 20 см для великоуламкових ґрунтів і щебеню і не менше 15 см для крупного піску.

Товщина $\delta_{ог}$ полегшеного покриття приймається рівною

$$\delta_{об} = 10d_{50}, \quad (4.15)$$

де d_{50} – середній розмір фракцій матеріалу.

4.4 РОЗРАХУНОК МОНОЛІТНИХ І ЗБІРНИХ ОМОНОЛІЧЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОКРИТТІВ

Розрахунок покриттів на загальну стійкість

4.4.1 Стійкість або опір спливанню суцільних безперервно армованих жорстких покриттів забезпечується, якщо товщина їх не менше більшої з визначених за залежностями

$$\delta_{П1} = \frac{h_{1\%}^2 \cdot \xi \cdot n \cdot \psi \cdot \gamma_w \left[B_1 (1+k) + h_{1\%} \psi (5+k) \right]}{3 \left[B^2 \gamma_{П1} - B_1^2 \gamma_w \right] \cos \alpha}, \quad (4.16)$$

$$\delta_{П2} = \frac{h_{1\%}^2 \xi \cdot n \cdot \psi \cdot \gamma_w \left[B_2 (1+k) + h_{1\%} \psi (5+k) \right]}{3 \left[B^2 \gamma_{П2} - B_2^2 \gamma_w \right] \cos \alpha}, \quad (4.17)$$

де $h_{1\%}$ – висота розрахункової хвилі 1 % забезпеченості в шторм, м;

ξ, ψ, k – параметри, що характеризують лінійні розміри епюри зважуючого хвильового тиску (таблиця 4.3);

n – коефіцієнт перевантаження, становить 1,1;

B_1 – відстань від ліній урізу води на укосі при розрахунковому статичному рівні до верхньої межі покриття, м;

B – відстань між верхньою і нижньою межами покриття, яке розраховують, м;

$\gamma_{П}$ – питома вага матеріалу плити;

B_2 – відстань від лінії урізу води на укосі при розрахунковому статичному рівні до нижньої межі покриття, м.

Таблиця 4.3 – Значення параметрів ξ, ψ, k

Закладання укосу, m	$\xi = \frac{P_{ПД}}{\gamma_w \cdot h_{1\%}}$	$\psi = \frac{l_1}{h_{1\%}}$	$k = \frac{l_2}{l_1}$
2,0	0,40	1,2	1,2
2,5	0,30	1,2	1,1
3,0	0,30	1,6	1,1
3,5	0,30	1,6	0,9
4,0–4,5	0,25	1,9	0,8
Примітка. $P_{ПД}$ – ордината епюри зважуючого тиску; l_1 і l_2 – лінійні розміри епюри зважуючого (хвильового) тиску по укосу.			

4.4.2 Товщину монолітного залізобетонного покриття δ_{II} приймають не менше $0,1h_{1\%}$ за умовами армування плит, надійності ущільнення швів, а також забезпечення достатньої довговічності кріплень.

Розрахунок покриттів на міцність і деформації

4.4.3 Залізобетонні покриття розраховують на міцність при зваженому хвильовому навантаженні відповідно до СНиП 2.06.04 за максимальними значеннями згинаючого моменту M_{max} і поперечної сили Q_{max} . Їх визначають за епюрою зваженого навантаження за такими формулами:

$$M_{max} = \gamma_w \cdot h_{1\%}^3 \cdot \xi \cdot \psi^2 \left[M_A - \frac{\bar{x}^2}{2r} + A\bar{x} + \frac{k(\bar{x} - a + k/3)}{2} - \frac{(\bar{x} - a)^3(\bar{x} - a - 3)}{6} \right] \quad (4.18)$$

$$Q_{max} = \gamma_w \cdot h_{1\%}^2 \cdot \xi \cdot \psi \left[A - \frac{x}{r} + \frac{1}{2k} (\bar{x} - a + k) \right], \quad (4.19)$$

$$\text{де } M_A = \frac{l^2}{24r} - \frac{1+k+k^2}{36r} - \frac{A \cdot l}{2}, \quad (4.20)$$

$$A = \frac{1}{90} \left[\frac{2(\bar{x}^4 - 1)}{l^3} + 5k(\bar{x}^2 - 1) \right], \quad (4.21)$$

$$a = \frac{k-1}{3} + \frac{l}{2}, \quad (4.22)$$

де ξ, ψ, k – ті самі параметри, що і в формулах (4.16) і (4.17);

r – параметр, що характеризує зважене навантаження по відношенню до ваги покриття:

$$r = \frac{\xi \cdot \gamma_w \cdot h_{1\%}}{q \cdot \cos \alpha}$$

де q – вага одиниці покриття з урахуванням гідростатичного зважування:

$$q = \delta_{II} (\gamma_{II} - \gamma_w);$$

α – кут нахилу укосу, град.

Величини \bar{x} і x визначають за формулами:

$$\bar{x} = \frac{r-1 - \sqrt{(\bar{x}-1)^2 + 2(4r-ar+0,5r^2 \cdot k)}}{r};$$

$$x = a - k + k/r.$$

Величина l є відносною довжиною частини покриття, трохи піднятої зваженим навантаженням, її визначають:

$$\text{при } r \geq 2 \quad l = 0,5r \sqrt{1 + k};$$

$$\text{при } 1 < r < 2 \quad l = 0,5r \sqrt{1 + k} - \Delta, \text{ де } \Delta \text{ залежить від параметрів } r \text{ і } k \text{ (таблиця 4.4);}$$

$$\text{при } r < 1 \quad l = 0.$$

В останньому випадку, тобто при $r < 1 \quad l = 0$, розрахунок не проводиться, тому що зважений тиск урівноважується власною вагою покриття. Згинаючий момент в ньому не виникає.

Таблиця 4.4 - Значення величини Δ

Параметр r	Значення Δ при параметрі k				
	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8
1,75	0,020	0,018	0,017	0,018	0,020
1,50	0,083	0,079	0,075	0,079	0,083
1,25	0,186	0,174	0,165	0,174	0,186

4.4.4 Слід проводити розрахунок суцільних покриттів на місцеві деформації при дії зваженого хвильового навантаження, щоб запобігти небажаним переформуванням ґрунту під покриттям.

Величина допустимих пружних переміщень над укосом $\sum f$ повинна задовольняти співвідношенню

$$\sum f < d_{50},$$

де d_{50} – середній розмір частинок ґрунту під покриттям.

Величину максимального прогину суцільного покриття над укосом визначають за формулою

$$\sum f = \frac{\gamma_w \cdot h_{1\%}^5 \cdot \xi \cdot \psi^4}{D} \left[M_A \cdot \frac{l^2}{8} + A \frac{l^3}{48} - \frac{l^4}{384r} + \frac{l}{144} + \frac{(l - 2a + 2k/3)^3}{96k} \right] - \left[\frac{(l/2 - a)^4 (l/2 - a - 5)}{120} + \frac{(45a - 17)}{3^3 \cdot 120} \right] \quad (4.23)$$

де $D = E_n I / (1 - \nu_n^2)$ – циліндрична жорсткість плити (тут $I = \delta_n^3 / 12$ – момент

інерції плити; E_n і ν_n – відповідно модуль пружності та коефіцієнт Пуассона для матеріалу плити), решта позначень – ті самі, що і в формулах (4.18) – (4.20).

4.4.5 Міцнісний розрахунок покриття слід проводити за схемою плити на пружній основі, характеристики якої визначають за ґрунтом укосу споруди або берегового схилу.

4.5 ПРОЕКТУВАННЯ НАСКРІЗНОГО ЗБІРНОГО ПОКРИТТЯ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ

Розрахунок покриття на стійкість і міцність

4.5.1 Розміри плит у плані визначають залежно від вантажопідйомних та інших технічних характеристик підйомно-транспортних засобів, а також виробничих можливостей виробника плит.

4.5.2 Товщину вільно лежачої плити у разі закладання укосу в межах від 2 до 5, при сумарній площі наскрізних отворів у покритті в межах від 2,5 % до 6,0 % загальної площі покриття та дії зваженого хвильового навантаження з урахуванням гідростатичного зважування та коефіцієнта перевантаження $n_1 = 1,2 - 1,3$ визначають за умовами її стійкості за формулою

$$\delta_{\Pi} = 0,6 \frac{n_2 \cdot \bar{h}^2 \sqrt[4]{B_{\text{від}}^3}}{B \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_{\Pi} - 0,3k_B \cdot \gamma_w}, \quad (4.24)$$

де n_2 – коефіцієнт перевантаження (додатковий), що приймається для гідротехнічних споруд I–III класів рівним 1,1, виходячи з ймовірності появи в розрахунковому штормі мі хвилі заввишки менше 1 %-ї забезпеченості, а в решті випадків – рівним 1;

\bar{h} – середня висота хвилі в розрахунковому штормі, м;

$B_{\text{отн}}$ – відносна довжина ребра плити $B_{\text{отн}} = B/h$;

B – довжина ребра плити, розміщеного по нормалі до лінії урізу води, м;

γ_w – питома вага води;

γ_n – питома вага матеріалу плити;

k_B – коефіцієнт відносного занурення розрахункової плити в аероване водне середовище під час дії розрахункового зваженого навантаження (таблиця 4.5).

Таблиця 4.5 – Значення коефіцієнта K_B

$B_{\text{отн}} = B/\bar{h}$	K_B		$B_{\text{отн}} = B/\bar{h}$	K_B
<1,0	1,00		3,5-4,3	0,6
1,2-1,5	0,75		5,0-6,0	0,5
2,2-2,8	0,67		>6,0	0,5

4.5.3 Міцність плит збірного покриття розраховують при хвильовому навантаженні, яке визначають СНиП 2.06.04.

4.6 ПРОЕКТУВАННЯ ПОКРИТТЯ З КАМ'ЯНОГО НАКИДУ

4.6.1 Під час проектування покриттів з несортованого каменю (рисунки 4.3) слід визначати розрахунками такі характеристики:

найменші розрахункові розміри каменю;

товщину шару накиду за умовами хвильових дій;

загальну стійкість покриття за вириваючою дією льодового покриву у разі зміни рівня води і можливого примерзання льоду до кам'яного накиду.

4.6.2 Загальна стійкість покриття з кам'яного накиду підлягає перевірці у разі, якщо товщина льодового покриву перевищує 0,8 товщини шару накиду, і в усіх випадках, коли товщина льодового покриву перевищує 1 м.

4.5.6 Найменший розрахунковий діаметр D_m , м, каменю, зведеного до кулі, для накиду з несортованого матеріалу визначають за його стійкістю в умовах хвильових дій для укосів із закладанням у межах від 2 до 5 за формулою

$$D_m = 0,12C \frac{h_{1\%}}{m_{h1\%}} \left(m_{h1\%}^2 + 10 \right) \cdot \frac{2,8m - 0,8}{1,8m + 1} \cdot \frac{\gamma_\alpha}{\gamma_R - \gamma_\alpha}, \quad (4.25)$$

де C – гідравлічний коефіцієнт опору, який приймають рівним 0,2, якщо діаметр каменю перевищує 15 см, а висота хвилі – 0,5 м;

$m_{h1\%}$ – положистість хвилі 1 %-ї забезпеченості, яку приймають для водосховищ рівною 7;

γ_α – питома вага аерованої води в струмені від руйнівної хвилі на укосі накиду, що приймається рівною 8 кН/м^3 ($0,8 \text{ тс/м}^3$);

γ_K – питома вага каменю.

4.6.4 Розрахунковий розмір, D_σ , м, каменю, зведеного до кулі, необхідного для утворення опорної просторової решітки і забезпечення загальної стійкості накиду з несортованого матеріалу в умовах хвильових дій для укосів із закладанням у межах від 2 до 5, визначають за формулою

$$D_\sigma = 1,5 \cdot C \cdot h_{1\%} \left(\frac{\sqrt[3]{m_{h1\%}}}{m} + 0,5 \right) \frac{m + 1,8}{1,8m - 1} \cdot \frac{\gamma_\alpha}{\gamma_K - \gamma_\alpha}, \quad (4.26)$$

де C – гідравлічний коефіцієнт опору, що приймається рівним 0,2, якщо діаметр каменю перевищує 15 см, а висота хвилі – 1 м;

γ_α – питома вага аерованої води, яка стікає з накиду в кінці відкочування хвилі, приймається рівною 10 кН/м^3 (1 тс/м^3).

4.6.5 Товщину покриття з несортованого каменю для умов хвильової дії визначають за залежністю

$$\delta_H = 2,1 D_\sigma. \quad (4.27)$$

4.6.6 На нижній межі покриття з кам'яного накиду слід передбачати кам'яний упор у вигляді банкета або залізобетонний упор у вигляді масиву, що сполучається у потрібних

випадках з полегшеним покриттям дна або нижньої частини укосу для захисту їх від розмивання і порушення стійкості основи самого покриття.

4.6.7 Полегшене покриття виконують з великоуламкового ґрунту або щебеню для захисту дна біля споруди і ділянок укосу, що зазнають хвильових дій на глибинах, які перевищують глибину розміщення нижньої межі основного кріплення H , яку визначають співвідношенням $H \geq 2h_{1\%}$, де $h_{1\%}$ – висота хвилі 1 %-ї забезпеченості при відповідних рівнях води.

4.6.8 Нижню межу полегшеного покриття визначають на глибині, де придонні швидкості течії не перевищують розмивну швидкість залягаючого тут ґрунту.

4.6.9 Розрахунок полегшеного покриття полягає у визначенні необхідної крупності, d_{50} , матеріалу, стійкого при донних швидкостях, v_0 .

Додаток 5

(обов'язковий)

Проектування підземного контуру водоупорних споруд на нескельних основах

5.1 ОСНОВНІ ВИЗНАЧЕННЯ І ВИМОГИ

5.1.1 Підземним контуром водоупорної споруди слід вважати контур підземної частини флютбету, який складається звичайно з понуру, тіла споруди і водобією з рисбермою (рисунок 5.1), а також вертикальних протифільтраційних і дренажних пристроїв (шпунтів, завіс, діафрагм, зубів та ін.).

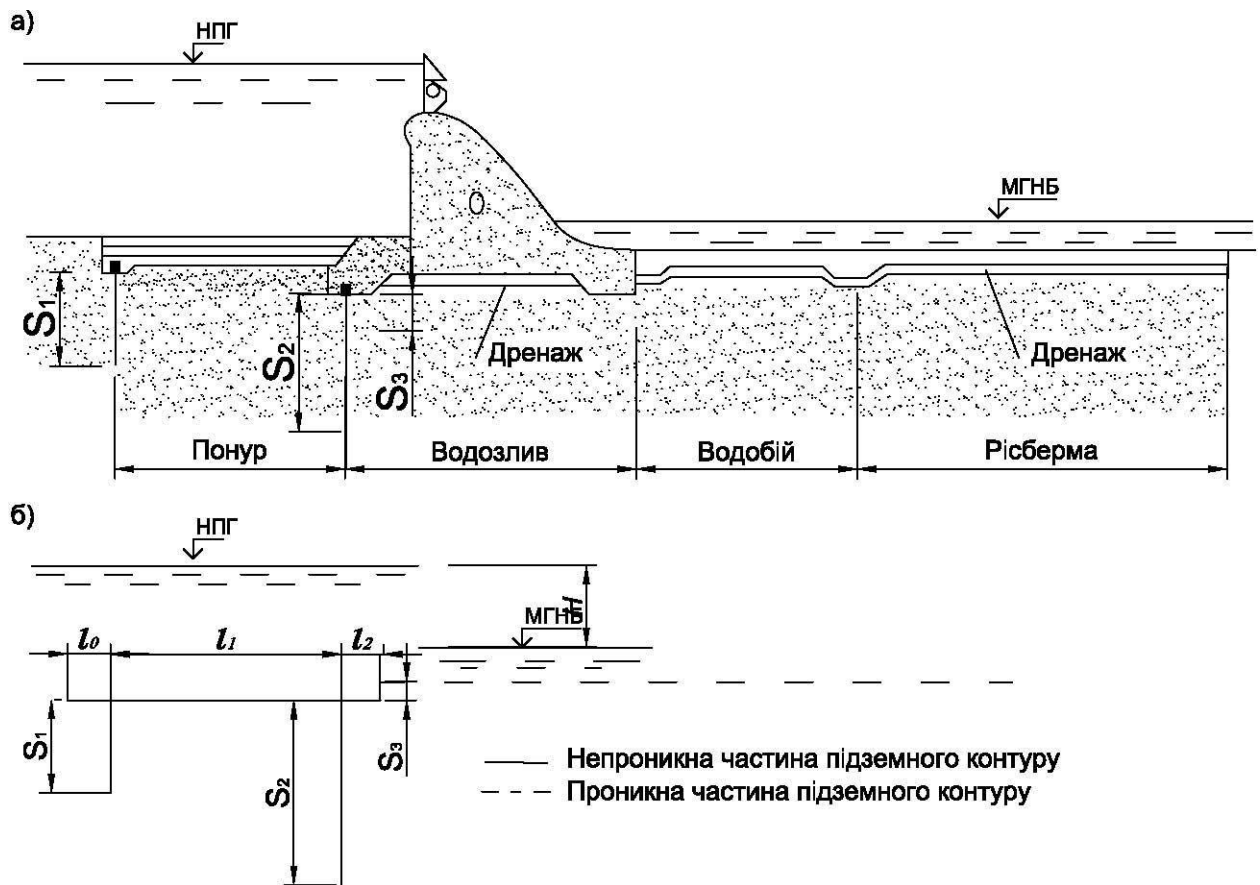


Рисунок 5.1 – Схема підземного контуру споруди:

а – розріз; б – спрощена схема підземного контуру споруди

5.1.2 Підземний контур водопідпірної споруди слід проектувати у тісній ув'язці з усією спорудою в цілому, тобто з урахуванням конструкції надземної частини споруди, умов роботи споруди на стійкість, умов пропускання води та ін.

5.1.3 Призначення запроектованого підземного контуру водопідпірної споруди:

- гасити фільтраційний напір в основі споруди і максимально знімати фільтраційний тиск під елементами споруди, які чинять опір зсувним зусиллям;
- запобігати будь-яким небезпечним для ґрунту основи (а отже й для самої споруди) фільтраційним деформаціям, головним чином на виході потоку у нижній б'єф;

- зменшувати фільтраційні витрати, якщо у цьому виникне потреба.
- 5.1.4 Підземний контур водопідпірної споруди відповідно до її призначення має складатися:

- з елементів або ділянок водонепроникних або малопроникних (порівняно з грунтами основи), які називають протифільтраційними;
- з елементів сильнопроникних, які називають дренажами.

5.1.5 Під час проектування підземного контуру споруди слід враховувати основні вимоги:

- а) у процесі експлуатації запроектований підземний контур має забезпечувати надійність і стійкість споруди в цілому, задовольняючи вимоги 5.1.3;
- б) у процесі проектування підземного контуру споруди слід обов'язково намагатися знайти найекономічніше рішення по всій споруді в цілому.

5.1.6 Для виконання вказівок 5.1.5 рекомендується:

- а) проектувати підземний контур споруди у кількох варіантах з однаковими коефіцієнтами запасу і з них вибрати найекономічніший;
- б) для запобігання фільтраційним деформаціям ґрунтів основи і керування фільтраційним потоком широко використовувати дренажі різних конструкцій і дренажні привантаження, які підбирають за принципом зворотного фільтра.

5.2 КЛАСИФІКАЦІЯ

5.2.1 Типи підземного контуру споруди поділяють:

- за взаємним розміщенням водонепроникних і водопроникних ділянок (дренажів);
- за розміщенням водопроникних ділянок (дренажів);
- за геологічними і гідрогеологічними умовами основ споруди;
- за характером ґрунтів основи.

За контуром водонепроникних ділянок підземні контури можуть бути таких типів (рисунок 5.2):

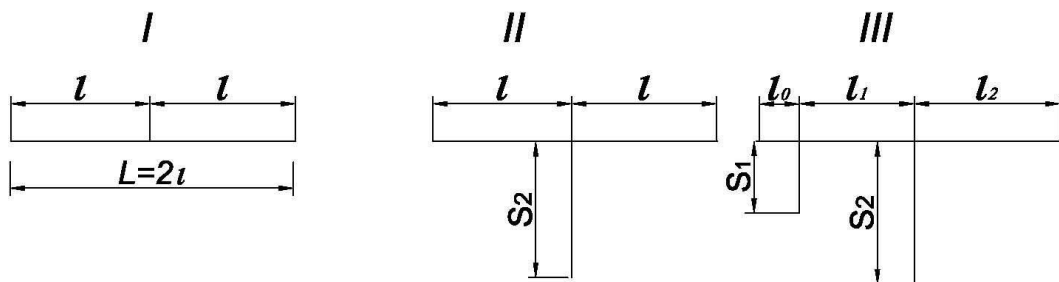


Рисунок 5.2 – Типи підземного контуру споруд

тип I – плоский;

тип II – з однією завісою у вигляді шпунта (двошпунтовий), цементації, стінки або діафрагм;

тип III – з двома завісами у вигляді шпунта (двошпунтовий), цементації, стінок або діафрагм.

Типи II і III можуть мати висячу завісу, яка не доходить до водоупору (недосконалу) і таку, що доходить до водоупору (досконалу).

За взаємним розміщенням водопроникних і водонепроникних ділянок:

– без вертикального уступу – водонепроникна ділянка контуру споруди і дренаж розміщені в одній площині (рисунок 5.3, а);

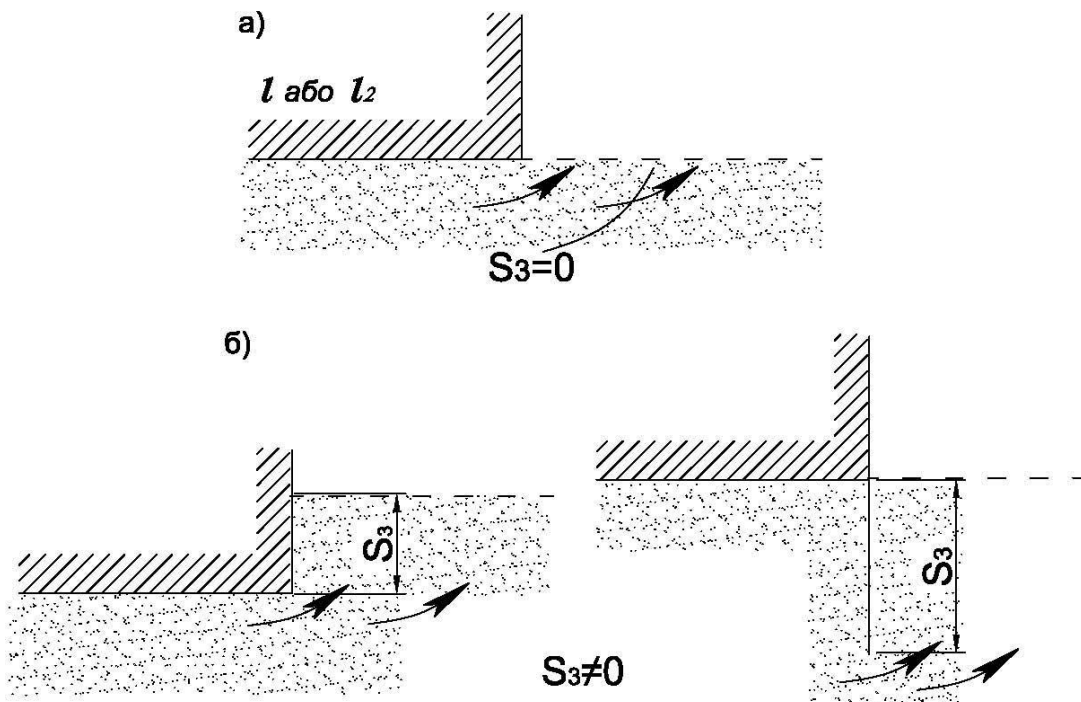


Рисунок 5.3 – Схеми вихідних ділянок підземного контуру споруди з уступом і без уступу

– з вертикальним уступом (між горизонтальними водонепроникними елементами підземного контуру і дренажем є уступ S_3 , зображений на рисунку 5.3,б).

За розміщенням водопроникних ділянок:

– з горизонтальним плоским дренажем, що знаходиться за водонепроникною ділянкою;

– з горизонтальним дренажем у вигляді невеликої ширини стрічок*, що входять у водонепроникну ділянку;

– з вертикальним дренажем.

За геологічними і гідрогеологічними умовами в основі споруди:

* Під невеликою шириною мають на увазі: для споруд малого напору ширина $\cong 1$ м; для споруд середнього напору $1/5 - 1/10 H$, де H – напір на споруді.

- з водоупором на великій глибині T ;
- з водоупором на невеликій глибині T ;
- з ізотропним у фільтраційному відношенні ґрунтом в основі;
- з анізотропним у фільтраційному відношенні ґрунтом в основі.

Примітка 1. Під водоупором слід розуміти ґрунти з коефіцієнтом фільтрації, який є меншим від коефіцієнта фільтрації проникної товщі приблизно у 100 разів.

Примітка 2. Під великою глибиною T слід розуміти: для споруд середнього напору $T > 15\text{--}20$ м, для споруд маленьких напорів $T > 5\text{--}6$ м.

За характером ґрунтів основи:

- на піщаній і піщано-гравелистій основі;
- на глинистій основі.

5.2.2 Щоб зробити висновок про можливість фільтраційних деформацій ґрунтів основи, у місцях виходу потоку в горизонтальний дренаж (або на поверхню ґрунту) слід виділяти основні типи вихідних фрагментів водонепроникних ділянок підземного контуру споруди.

За різноманітності різних типів підземного контуру споруди основними типами вихідних фрагментів контуру є (рисунк 5.4):

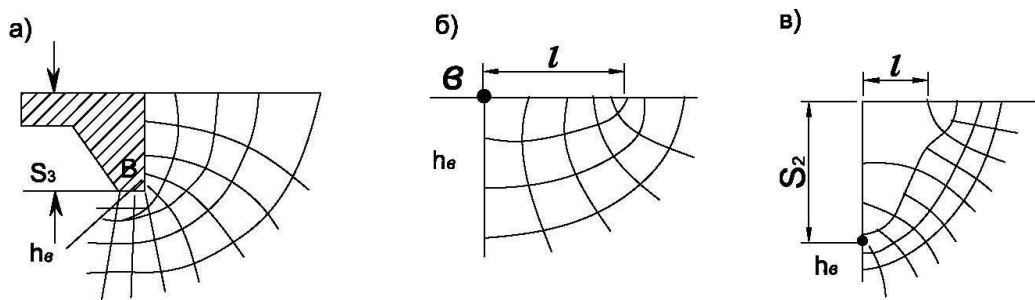


Рисунок 5.4 – Вихідні фрагменти:

- 1) вертикальний (рисунк 5.4, а);
- 2) горизонтальний (рисунк 5.4, б);
- 3) Г-подібний (рисунк 5.4, в).

5.3 ПРОЕКТУВАННЯ ПІДЗЕМНОГО КОНТУРУ

У проекті встановлено такі параметри підземного контуру:

- схема підземного контуру;
- параметри фільтраційного потоку в основі споруди;
- фільтраційні деформації ґрунтів основи (суфозія, випор, підбір складів фільтру дренажу (привантаження)

– визначення вихідних градієнтів фільтраційного потоку.

На основі остаточно вибраної схеми підземного контуру і виконаних фільтраційних та деформаційних розрахунків приймають довжину водонепроникної і водопроникної частин підземного контуру і його вихідних ділянок та конструкції дренажу для відведення фільтраційного потоку в нижній б'єф споруди.

5.3.1 Вибір схеми підземного контуру

Схему підземного контуру споруди слід вибирати залежно від геологічних і гідро-геологічних умов основи з урахуванням конструкції водопідпірної споруди, умов її роботи на стійкість і умов виконання робіт:

у разі зв'язних і незв'язних ґрунтів основи рекомендується водонепроникну частину підземного контуру проектувати з однією завісою;

за наявності ізотропних глинистих ґрунтів в основі підземний контур споруди рекомендується приймати плоским без завіс;

за наявності в основі споруди дуже проникної в горизонтальному напрямі товщі невеликої потужності, яку досить просто перетнути, слід застосовувати підземний контур споруди з досконалою завісою, опущеною до водоупору і заглибленою в нього.

5.3.2 Визначення параметрів фільтраційного потоку в основі споруди

Визначення фільтраційного тиску і фільтраційної витрати слід визначати за допомогою спеціальних графіків, наведених в роботі «Указания по проектированию подземного контура водоподпорных сооружений на нескальных основаниях» (Госстройиздат, Москва, 1960).

5.3.3 Розрахунок фільтраційних деформацій ґрунтів основи

А. Загальні вказівки

а) Усі розрахунки підземного контуру мають полягати (якщо задано напір, тип, схему і довжину водонепроникної частини підземного контуру $L_{непр}$) у знаходженні градієнтів фільтраційного потоку на виході або за заданими у вихідній області градієнтам у визначенні $L_{непр}$.

б) Для того, щоб виключити малораціональні схеми підземного контуру, для величини товщини привантаження t і довжини водонепроникної частини $L_{непр}$ вводять ряд обмежень:

- величину t з техніко-економічних міркувань нераціонально приймати понад 0,1–1,5 м для піщаних ґрунтів основи і понад 0,8 м для зв'язних ґрунтів основи;
- величини $L_{непр}$, на основі останніх даних, перевірених практикою, слід визначати:

– для незв'язних ґрунтів основи $L_{непр} \geq 2 H$;

– для зв'язних ґрунтів основи $L_{непр} \geq 0,5 H$ (де H – максимальний напір на споруду).

в) Для попереднього визначення довжини контуру споруди із заданим напором, класом споруд і товщиною дренажу (привантаження) для запобігання виникненню фільтраційних деформацій при виході потоку в нижній б'єф рекомендується використання спеціальних графіків, вміщених в «Указаннях... » (див. 5.3.2).

Б. Суфозія

Довжину водонепроникної частини підземного контуру споруди, в основі якої залягають піщано-гравелисті ґрунти з коефіцієнтом неоднорідності $\eta > 10-20$, рекомендується призначати виходячи з умов, щоб градієнти фільтраційного потоку при його виході в нижній б'єф $I_{вих\ макс}$ не могли спричинювати суфозійних явищ у ґрунтах основи.

Величини $I_{вих\ макс}$ слід обчислювати відповідно до вказівок 5.3.4.

В. Випор

Випор ґрунту може відбуватися за межами водонепроникної частини підземного контуру під час виходу фільтраційного потоку в дренаж (привантаження) або у нижній б'єф.

Сили, що перешкоджають випору, – вага ґрунтів основи і вага дренажу (привантаження), при цьому має бути дотримана умова

$$h_{дон} \geq h_{розр}, \quad (5.1)$$

де $h_{дон}$ – допустима величина напору на розрахунковій вертикалі, виражена через критичний напір $h_{кр}$ і коефіцієнт запасу на випор K°

$$h_{дон} = \frac{h_{кр}}{K^{\circ}}. \quad (5.2)$$

$h_{розр}$ – розрахункова величина напору на розрахунковій вертикалі, м.

Якщо умови (5.1) і (5.2) не дотримуються, то слід збільшити привантаження або довжину водонепроникної частини підземного контуру.

Для заданого типу, контуру і довжини водонепроникної частини підземного контуру споруди на розрахунковій вертикалі слід побудувати епюри розподілу напору і градієнтів, використовуючи спосіб ЕГДА.

5.3.4 Визначення вихідних градієнтів фільтраційного потоку

А. Визначення вихідних градієнтів

Значення максимальних вихідних градієнтів фільтраційного потоку $I_{вих\ макс}$ для споруд І і ІІ класів рекомендується визначати по фільтраційних сітках, побудованих способом ЕГДА.

Значення вихідних градієнтів для споруд ІІІ і ІV класів можна визначати за такими залежностями:

- для плоского підземного контуру споруди типу ІІ (рисунки 5.2), якщо $T = \infty$, за формулою

$$I_{вих} = \frac{H}{l} I_{np}; \quad (5.3)$$

• для одношпунтового підземного контуру типу II (рисунк 5.2), якщо $T = \infty$, за формулою

$$I_{вих} = \frac{H}{S_2} I_{np}; \quad (5.4)$$

• для двошпунтового підземного контуру типу II (рисунк 5.2), якщо $T = \infty$, $I_{вих}$ знаходять за формулою

$$I_{вих} = \frac{H}{S_2} I_{np} \frac{1-h_{r^2}}{h_{r^2}^1}, \quad (5.5)$$

де h_{r^2} – зведений напір на кінці шпунта S_2 ;

$h_{r^2}^1$ – зведений напір на кінці шпунта для одношпунтової схеми, тобто якщо $S_1 = 0$.

Значення I_{np} , h_r визначають згідно з вимогами 5.3.2.

Б. Визначення руйнівних градієнтів

Величина руйнівного градієнта випору для піщаних непривантажених ґрунтів з коефіцієнтом неоднорідності $\eta < 10$, а також для глинистих ґрунтів без урахування їх зв'язності наближено може бути визначена за формулою Є. А. Замаріна

$$I_{кр}^e = \left(\frac{\gamma}{\Delta} - 1 \right) \left(1 - n \right), \quad (5.6)$$

де γ – питома вага частинок ґрунту;

Δ – об'ємна вага води;

n – пористість ґрунту (у частках одиниці).

У піщаних ґрунтах з $\eta < 10$, у складі яких є не більше ніж 2–3 % за вагою частинок діаметром d_e і менше, суфозії очікувати не слід; тут приймають

$$d_e \approx 0,15 \sqrt{\frac{\kappa}{n}}, \quad (5.7)$$

де d_e – найбільша крупність частинок, що виносяться, мм;

κ – коефіцієнт фільтрації, см/с;

n – коефіцієнт пористості.

У піщаних ґрунтах з максимальною молекулярною вологоємністю ($W_m = 10$ %) і коефіцієнтом фільтрації $K = 0,025$ см/с суфозії очікувати не слід.

В. Визначення допустимих градієнтів

Для визначення $I_{доп}^e$ слід вводити коефіцієнт запасу K^e

$$I_{доп}^e = I_{кр}^e / K^e. \quad (5.8)$$

Значення K^e приймають за даними таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Коефіцієнт запасу K^e

Клас споруди	Розрахункові випадки	Ґрунт основи*	
		Піщаний	глинистий
I	Нормально-експлуатаційний випадок	1,5	1,5
II		1,4	1,4
III і IV		1,3	1,3
I–IV	Надзвичайний випадок	1,05	1,1
* Значення K^e для глин наведено з урахуванням зчеплення на розрив ґрунтів. Якщо зчеплення не враховують (тобто $C = 0$), слід приймати $K^e = 1$.			

Способи фільтраційних розрахунків підземного контуру водопідпірних споруд

5.3.5 Спосіб подовження контурної лінії Р. Р. Чугаєва. Приклад розрахунку

Для розрахунку за цим способом слід визначити глибину активної зони фільтрації $T_{ак}$ і розрахункову глибину $T_{розр}$. Величину $T_{ак}$ встановлюють залежно від відношення l_0/S_0 , де l_0 – довжина підземного контуру споруди на горизонталь, S_0 – довжина проекції підземного контуру на вертикаль (рисунок 5.5).

Нижче наведено деякі значення $T_{ак}$ для різних співвідношень l_0/S_0 :

- якщо $l_0/S_0 \geq 5$, то $T_{ак} = 0,5 l_0$;
 » $3,4 \leq l_0/S_0 \leq 5$, $T_{ак} = 2,5 S_0$;
 » $1 \leq l_0/S_0 \leq 3,4$, $T_{ак} = (0,8+0,5 l_0/S_0) S_0$;
 » $0 < l_0/S_0 \leq 1$, $T_{ак} = (1+0,3 l_0/S_0) S_0$.

Якщо виявиться, що фактичне заглиблення водоупору $T \leq T_{ак}$ (рисунок 5.5), то у розрахунку слід приймати $T_{розр} = T$, або $T_{розр} = T_{ак}$; якщо $T = \infty$, приймають також $T_{розр} = T_{ак}$.

Величини T і $T_{ак}$ слід вимірювати від найвищої точки підземного контуру.

Знаючи $T_{розр}$, розгортають заданий контур 1–а, а–2; 2–3; 3–б; б–4; 4–5; 5–в; в–6 у горизонтальну лінію АВ (рисунок 5.6).

Довжина цієї лінії L' дорівнює загальній довжині всього підземного контуру. Дали від точок А і В на вказаній лінії відповідно вліво і вправо відкладають горизонтальні відрізки, що дорівнюють $a = 0,44 T_{сер.розр}$, де $44 T_{сер.розр}$ – середня глибина закладання розрахункового водоупору під поверхнею верхнього і нижнього б'єфів і під нижньою поверхнею понуру греблі (якщо водоупор горизонтальний $T_{сер.розр} = T$).

Відклавши відрізки a , одержують «подовжену лінію» А'–В'.

Відкладаючи від точки А' уверх по вертикалі відрізок Н, отримують точку С; з'єднуючи точку С з точкою В' прямою лінією, знаходять площі (заштриховані), що являють собою епюри напорів горизонтальних ділянок підземного контуру.

88

в) визначити фільтраційний тиск.

Розрахунок:

А. Вибір схеми і тип підземного контуру споруди, тип дренажу і його розміщення

За даних геологічних умов і можливості забивання шпунта може бути прийнято тип II підземного контуру.

У разі підземного контуру типу II з горизонтальним дренажем без уступу приймають Г-подібний вихідний фрагмент (вихідний фрагмент «в» на рисунку 5.4).

Б. Визначення необхідної довжини водонепроникної частини підземного контуру споруди

Для визначення основних розмірів одношпунтового підземного контуру споруди без уступу попередньо розглядають тільки його вихідний фрагмент.

Задаємо $S_2 = 10$ м, $t = 1$ м і, приймаючи $l_2 = 0,5S_2$, отримуємо

$$l_2 = 0,5 \cdot 10 = 5 \text{ м.}$$

Значення $h_{\text{вкр}}$ знаходять у функції

$$t / S_2 = 1 : 10 = 0,1.$$

Знаючи відношення t / S_2 , знаходять $h_{\text{вкр}} / S_2 = 1,5$, звідки

$$h_{\text{вкр}} = S_2 \cdot 1,5 = 15 \text{ м.}$$

Напір $h_{\text{вкр}}$, який допускають у точці 2 (рисунок 5.5) для споруди I класу, якщо $K^{\text{с}} = 1,5$, має становити

$$h_{\text{вдон}} = h_{\text{вкр}} / K^{\text{с}} = 15 : 1,5 = 10 \text{ м.}$$

З огляду на те, що у разі $h_{\text{вдон}} < h_{\text{вкр}}$ необхідно збільшувати водонепроникну частину підземного контуру споруди, за якої напір у точці 2 буде дорівнювати $h_{\text{вдон}}$, то додають горизонтальну понурну ділянку l_1 .

Довжину горизонтальної ділянки l_1 можна визначити для порівняння за методом Р. Р. Чугаєва і за графоаналітичним методом П. Ф. Фільчакова.

Для розрахунку довжини понурної частини l_1 за методом Р. Р. Чугаєва необхідно знати $T_{\text{ак}}$, так звану активну зону фільтрації. Якщо $T = \infty$, то величину $T_{\text{ак}}$ приймають такою, що дорівнює $T_{\text{розр}}$. Величину активної зони встановлюють залежно від l_0/S_0 , де l_0 – довжина проекції підземного контуру на вертикаль, S_0 – те саме на горизонталь. Для наведеного прикладу $S_0 = 10$ м.

З огляду на те, що величина l_0 невідома, то для її визначення необхідно задати величину l_1 ; для розглянутого прикладу прийнято величину l_1 , що дорівнює 5 м і 10 м:

якщо $l_1 = 5$ м, то $l_0 = l_1 + l_2 = 5 + 5 = 10$ м;

» $l_1 = 10$ м; то $l_0 = l_1 + l_2 = 10 + 5 = 15$ м.

В обох випадках

$$1 < \frac{l_0}{S_0} \leq 3,4,$$

тобто $T_{ак} = T_{розр} = (0,8 + 0,5 \frac{l_0}{S_0^1}) S_0$.

Якщо $l_1 = 5$ м, то $T_{ак} = (0,8 + 0,5 \frac{10}{10}) 10 = 13$ м;

» $l_1 = 10$ м, То $T_{ак} = (0,8 + 0,5 \frac{15}{10}) 10 = 15,5$ м.

У подальших розрахунках приймається $T_{розр} = 15,5$ м.

Вихідний фрагмент розгортають у горизонтальну лінію (рисунок 5.7) і від точки В відкладають вправо відрізок $a = 0,44 \cdot T_{розр} = 0,44 \cdot 15,5 = 6,82$ м і одержують точку В'.

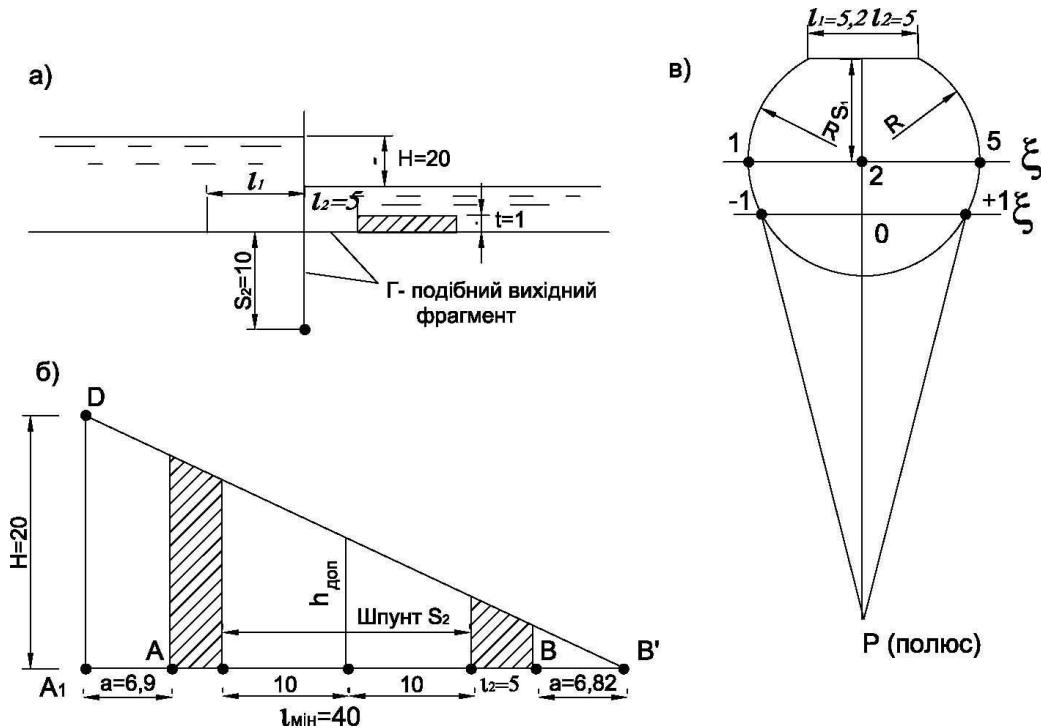


Рисунок 5.7 – Розрахункова схема для прикладу розрахунку:

а – схема підземного контуру споруди; б – розрахунок за способом Р. Р. Чугуєва;

в – розрахунок за способом П. Ф. Фільчакова

Після цього з точки 2 (кінця шпунта) відкладають вверх по вертикалі у прийнятому для напору масштабі відрізок $h_{\text{доп}} = 10$ м і з'єднують одержану точку В' прямою лінією, продовжуючи її до точки Д таким чином, щоб DA' дорівнювала напору $H = 20$ м (точка А). Опустивши вниз з точки Д перпендикулярно пряму лінію (точка А'), одержуємо подовжену лінію підземного контуру. Відкладаючи від точки А' вправо відрізок $a = 6,9$ м (точка А), знаходять довжину відрізка $l_1 = 4$ м. Це мінімальна довжина понура, за якої у точці 2 на рисунку 5.5 буде спостерігатися напір $h_{\text{доп}} = 10$ м.

Якщо прийняти $l_1 = 5$ м, то згідно з розрахунком $l_1 = 4,6 \approx 5$ м, тобто задані умови задовольняються.

В. Визначення фільтраційного тиску

Визначення можна виконати за рекомендаціями Р. Р. Чугасва, використавши зроблену побудову, тому що при цьому була одержана і епюра фільтраційного тиску.

Заштриховані частини цієї епюри (рисунок 5.7, б) визначають собою фільтраційний тиск на горизонтальні ділянки підземного контуру споруди.

5.3.6 Спосіб прямої лінії

Для попередньої оцінки розмірів підземного контуру споруди може бути використано спосіб Лена, що базується на вивченні понад 200 побудованих гребель, у т. ч. й тих, що зазнали аварій.

Довжину підземного контуру L_0 споруди Лен запропонував визначати за формулою

$$L_0 \geq C_0 \cdot H,$$

де C_0 – коефіцієнт, значення якого наведено в таблиці 5.2 залежно від виду ґрунту основи споруди;

H – напір на споруду.

Таблиця 5.2

№ пп	Найменування ґрунту основи	C_0	$I_{сер} = \frac{1}{C_0}$	Знижений коефіцієнт C_0
1	Пісок дуже дрібний, мул	6,5	0,12	6,0
2	Пісок дрібний	7,0	0,14	4,9
3	Пісок середньої крупності	6,0	0,17	4,2
4	Пісок крупний	5,0	0,20	3,5
5	Гравій дрібний	4,0	0,25	2,8
6	Гравій середньої крупності	3,5	0,29	2,5
7	Гравій крупний з галькою	3,0	0,33	2,1
8	Глина м'яка	3,0	0,33	2,1
9	Валуни з галькою і гравієм	2,5	0,40	1,8
10	Глина середньої щільності	2,0	0,50	1,5
11	Глина щільна	1,8	0,55	1,5
12	Глина дуже щільна	1,6	0,67	1,5

Лен запропонував визначати довжину підземного контуру як зведену, в якій 1 пог. м вертикальних частин контуру є еквівалентним 3 пог. м вертикальних частин:

$$L_0 = L_1 + \frac{1}{3} L_2,$$

де L_1 – довжина горизонтальних ділянок контуру або ділянок, похилених до горизонту під кутом менше ніж 45° ;

L_2 – довжина вертикальних ділянок або ділянок, похилених під кутом понад 45° .

Примітка. Викладений метод визначення довжини підземного контуру може бути використаний для гребель з невеликими напорами.

Додаток 6

(рекомендований)

Застосування пластмасових матеріалів для влаштування протифільтраційних елементів гідротехнічних споруд

Пластмасові матеріали у вигляді плівок завтовшки 0,2–2,0 мм останнім часом набули широкого вжитку для влаштування протифільтраційних екранів гребель, зрошувальних каналів та інших гідротехнічних споруд.

На цей час промисловість випускає поліетиленові та полівінілхлоридні плівки, стабілізовані сажею, і нестабілізовані. Поліетиленові плівки стабілізовані є стійкішими до сонячної радіації, тому їх широко застосовують у практиці гідроенергетичного і меліоративного будівництва для влаштування пліткових протифільтраційних екранів.

Сфера застосування пліткових екранів і конструктивне їх виконання визначаються типом гідротехнічних споруд.

Товщина плівки, яку визначають за допустимими напруженнями на розтяг, обчислюють за формулою

$$\delta = 0,135 d_{\text{зр}} \cdot q \sqrt{E / \sigma^3}, \quad (6.1)$$

де $d_{\text{зр}}$ – середній діаметр частинок ґрунту;

q – навантаження на плівку;

E – модуль пружності плівки (120 МПа);

σ – допустиме напруження під час розтягу (1 МПа).

Дослідженнями, виконаними у ВНДІГ ім. Веденєєва (С. Петербург, Росія), встановлено, що довговічність пліткового екрану залежить від напруженого стану плівки і не повинна перевищувати 0,1 МПа (1 кгс/см²).

Товщину плівки, обчислену за формулою (6.1), слід перевіряти на суцільність (непошкодзованість) за формулою

$$\delta = 0,1 d_{\text{зр}} \cdot q / K_{\text{пр}}, \quad (6.2)$$

де $K_{\text{пр}}$ – коефіцієнт ефективності додаткових захисних прокладок (для руберойду

$K_{\text{пр}} = 2\text{--}5$; склотканини – $2\text{--}3$; у разі відсутності прокладок $K_{\text{пр}} = 1$).

Розрахункова товщина плівки заокруглюється до стандартної, яку виготовляють за відповідними стандартами.

Для запобігання контактній фільтрації між плівковим екраном і основою споруди слід передбачати спеціальні заходи, наприклад, штраби або зуби, заповнені пластичним матеріалом або бетоном. З'єднання плівки зі штрабою або зубом у разі розвитку в споруді деформацій слід влаштовувати зі спеціальною компенсуючою складкою завширшки не менше ніж 40 см.

В усіх випадках влаштування плівкового екрану слід забезпечувати захист плівки від механічних ушкоджень (зокрема, під час влаштування ґрунто-плівкового екрану).

Найпоширенішим способом захисту плівки від механічних ушкоджень є її двосторонній захист руберойдом, склотканиною, крафтпапером та іншими подібними матеріалами.

Плівкові протифільтраційні екрани широко застосовують під час будівництва земляних гребель, зрошувальних каналів, шламосховищ та інших споруд, зокрема:

1. Перемичка Усть-Хантайської ГЕС з поліетиленовим екраном з плівки завтовшки 0,2 мм (напір 16 м).
2. Діафрагма з плівки 0,6 мм Адбашинської греблі напором 41 м (Киргизстан).
3. Шламонакопичувач Молдовської ГРЕС (плівка $\delta = 0,2$ мм).
4. Каховський Головний магістральний канал. Глибина наповнення каналу в головній його частині понад 10 м – ґрунто-плівковий екран, товщина плівки 0,2–0,4 мм.
5. Гребля Теруага (Канада) заввишки 61 м. Застосовано полівінілхлоридну плівку $\delta = 0,76$ мм.
6. Золотовідвал Магаданської ТЕЦ (плівка 0,2 мм).
7. Гребля Добчина (Чехія), плівка $\delta = 0,9–1,1$ мм.
8. Басейн ГАЕС Чаплина (кол. Югославія), плівка $\delta = 0,8–1,5$ мм.

Наведені приклади застосування полімерних плівок для влаштування протифільтраційних екранів підтверджують можливість і економічну доцільність її використання під час зведення досить відповідальних гідротехнічних споруд.

Додаток 7

(обов'язковий)

Розрахунок за деформаціями основ земляних гребель (дамб), які зводять на торф'яно-мулистих ґрунтах

7.1 Розрахунок основ земляних гребель (дамб) за деформацією необхідно здійснювати для вибору конструкцій систем споруда-основа, осідання яких має обмеження, що гарантують нормальні умови експлуатації і забезпечують потрібну довговічність.

Розрахунок за деформацією слід здійснювати на основі поєднання навантажень з урахуванням характеру їхньої дії у процесі будівництва й експлуатації гребель (послідовність і швидкість зведення).

Осідання основ гребель, що відбувається у процесі будівництва, допускається не враховувати, якщо вони не впливають на експлуатаційну придатність.

7.2 Для розрахунку осідання ґрунту основи греблі (дамби) під дією поступово зростаючого навантаження від ґрунту тіла греблі (дамби) Н. А. Цитович, виходячи з теорії гідродинамічних напруг, запропонував методику розрахунку осідання основи споруди, яка полягає у тому, що сумарна дія зростаючого від 0 до часу t і спадного від часу t' до t навантаження змінюється за законом прямої лінії з одним і тим самим кутовим коефіцієнтом α (рисунок 7.1).

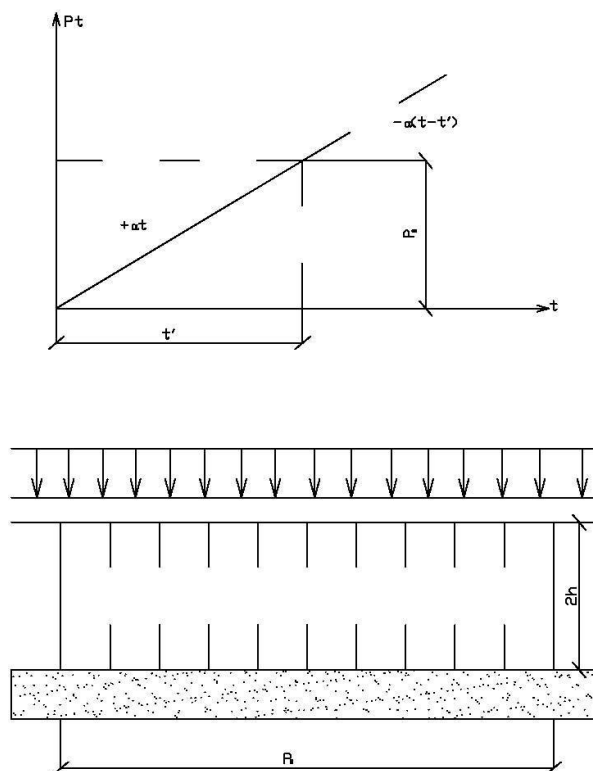


Рисунок 7.1 – Епюра ущільнюючих тисків зі зростанням навантаження за законом прямої

Для будь-якого моменту часу t , меншого ніж t' , осідання шару ґрунту визначають рівнянням:

$$S_t = \frac{2\alpha a h_o^3}{c} \left[\frac{ct}{h_o^2} - \frac{1}{3} + \frac{1}{3} e^{-Mt} \right]. \quad (7.1)$$

Якщо $t \geq t'$, то слід до інтенсивності навантаження, яке змінюється за законом $p = \alpha t$, додати дію навантаження, що змінюється за законом $p = \alpha (t - t')$. У цьому випадку осідання ґрунту основи слід визначати рівнянням

$$S_t = \frac{2\alpha a h_o^3}{c} \left\{ \frac{ct'}{h_o^2} + \frac{1}{3} \left[e^{-Mt} - e^{-M(t-t')} \right] \right\}. \quad (7.2)$$

Повне осідання тіла греблі (дамби) і основи визначає рівняння

$$S = 2h \frac{\alpha P}{1 + \varepsilon_i}. \quad (7.3)$$

де S – повне осідання системи гребля–основа;

S_t – осідання для будь-якого моменту часу, см;

h – товщина стисливого шару, см;

h_o – зведена товщина стисливого шару, см,

$$h_o = h / (1 + \varepsilon_i);$$

α – кутовий коефіцієнт зміни зовнішнього навантаження, кг/см²,

$$\alpha = P/t;$$

P – тиск від зовнішнього навантаження, кг/см²,

$$\alpha = P/t;$$

c – коефіцієнт консолідації, см²/рік,

$$C = K/a(1 + \varepsilon_i)\Delta_o;$$

Δ_o – об'ємна вага води, кг/см³;

ε_i – коефіцієнт пористості ґрунту, що відповідає умовам його залягання;

K_ϕ – коефіцієнт фільтрації ґрунту основи, см/рік;

t – час, за який визначають осідання основи, см/рік;

t' – час збільшення навантаження, рік;

M – коефіцієнт часу,

$$M = \pi^2 c / 4h_o^2.$$

Розрахунок за наведеними вище рівняннями здійснено для умов Тясминської захисної дамби виходячи з припущення, що осідання буде відбуватися під дією рівномірно розподіленого навантаження згідно з лінійним законом від 0 до 2 кг/см², що й надалі залишається постійним.

Розрахункові значення осідання основи греблі, обчислені на стадії розроблення проекту, наведено нижче в таблиці 7.1.

Таблиця 7.1

Розрахунковий створ	Осідання в різні проміжки часу, см			Повне осідання, см
	0,4 роки	1 рік	2 роки	
ПК 43+00	21,0	83,0	108,0	110,0
ПК 44+00	18,0	46,0	-	46,0

Викладений вище метод розрахунку осідання основи гребель (дамб) застосовано для проектування дамб обвалування на водосховищах Кременчуцької ГЕС і, як установлено натурними спостереженнями і подальшим аналізом цих матеріалів, повністю себе виправдав.

Нижче наведено опис досвіду проектування і будівництва земляних напірних споруд, зведених на ґрунтах з низькою несучою здатністю.

Досвід проектування і будівництва земляних напірних споруд на торф'яно-мулистих основах (на прикладі Тясминської захисної дамби)

1 Загальна характеристика Тясминської дамби

Інженерний захист долини р. Тясмин від затоплення водами водосховища Кременчуцької ГЕС включає в себе перегороджувальну дамбу і насосну станцію для перекачування стоку р. Тясмин у водосховище. Тясминська дамба перегороджує русло р. Тясмин, виконуючи таким чином функції напірної земляної споруди, тобто функції земляної греблі. Тому в подальшому викладі Тясминську дамбу буде названо «греблею». Максимальна висота греблі 14 м, максимальний напір – 12 м.

В основі греблі залягають торф'яні, торф'яно-мулисті й суглинисті ґрунти. Потужність торф'яних і торф'яно-мулистих ґрунтів на різних ділянках основи греблі (ПК 37+00 – ПК 43+50) є різною і коливається від 0,5 м до 5 м. Потужність суглинистих ґрунтів поширюється на глибину понад 10 м.

Торф'яно-мулисті відклади підстеляються піщаними ґрунтами, глибина залягання яких досягає 20 м і більше.

Коефіцієнт фільтрації піщаних ґрунтів становить 12 м/добу.

Торф'яні й торф'яно-мулисті ґрунти відзначаються великою стисливістю (модуль осідання при навантаженні $P = 2 \text{ кг/см}^2 - 340 \text{ мм/м}$, при $P = 3 \text{ кг/см}^2 - 392 \text{ мм/м}$) і невеликим коефіцієнтом фільтрації ($K_f = 0,0001 \text{ м/добу}$).

Враховуючи складні інженерно-геологічні та інженерно-гідрогеологічні умови у створі греблі, у проекті поперечний переріз греблі прийнято розпластаного профілю (рисунок 7.2), в основу розрахунку якого було покладено результати досліджень, виконаних в інституті Гідромеханіки АН УРСР, стосовно вивчення динамічної стійкості пологих неукріплених ґрунтових укосів під дією вітрової хвилі.

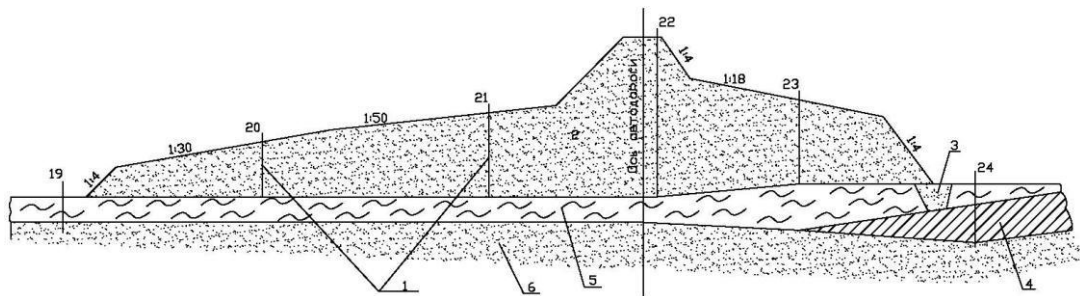


Рисунок 7.2 – Поперечний розріз Тясминської дамби. Заплавна ділянка (ПК 43+00):

- 1 – глибинні репери; 2 – тіло дамби; 3 – зуб з перебитого піску;
4, 5 – торф'яно-мулисті та суглинкові ґрунти; 6 – піщані відклади

З огляду на відсутність досвіду експлуатації напірних земляних споруд з неукріпленим верхнім укосом на дію хвильових навантажень (розрахункова висота хвилі у створі греблі $h_e = 2,6 \text{ м}$), кріплення напірного укосу з позначки 78,00 м гребеня греблі виконано армобетонними плитами $10 \text{ м} \times 10 \text{ м} \times 0,3 \text{ м}$ на шарі щебеню $d = 0-80 \text{ мм}$ завтовшки 0,30 м.

Для часткового гашення енергії хвиль і запобігання вздовж берегового переміщення ґрунту неукріпленої частини верхнього укосу було побудовано підводний хвилелом з кам'яного накиду заввишки 1,5 м.

Для зняття залишкового напору біля підшви низового укосу греблі побудовано трубчастий і похилий дренаж, потребу у яких підтверджено перевірочними фільтраційними розрахунками, виконаними в інституті Гідромеханіки АН УРСР. Греблю об'ємом $1,33 \text{ млн м}^3$ наміто з піщаних кар'єрів у нижньому б'єфі Тясминської греблі (з боку Кременчуцького водосховища) протягом 1958–1960 років.

2 Оснащення Тясминської греблі контрольно-вимірювальною апаратурою. Натурні спостереження за осіданням основи греблі. Результати. Аналіз натурних спостережень

2.1 Для спостереження за ходом осідання основи греблі під час будівництва і в період її експлуатації запроектовано і до початку будівництва встановлено глибинні репери на п'яти поперечниках (підмети: 40+00, 40+50, 41+00, 43+00, 44+00). На кожному поперечнику встановлено по шість поверхневих реперів (чотири з них у межах греблі) і визначено їх планове і висотне положення (рисунки 7.3).

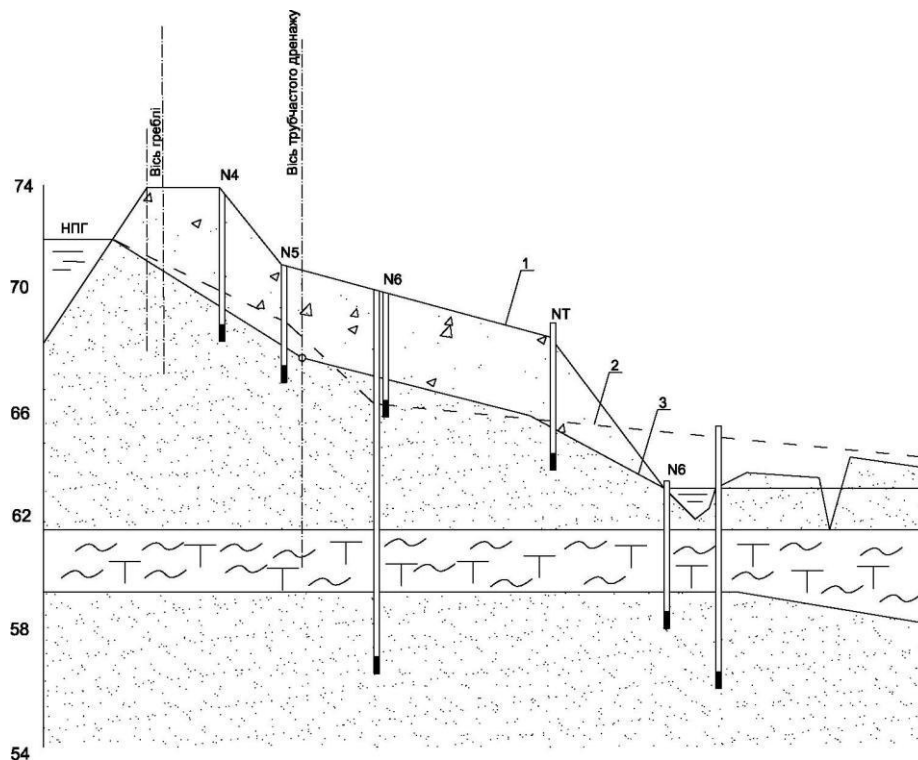


Рисунок 7.3 – Руслова ділянка дамби (ПК 41+00). Гідрогеологічний розріз:

- 1 – контур низового укосу; 2 – п'єзометрична лінія фільтраційного потоку в основі дамби;
3 – площина фільтраційного потоку в тілі греблі; №№ 4,5,6,7,8 – п'єзометри

2.2 Вимірювання просідання основи греблі здійснювали впродовж усього періоду будівництва і експлуатації до 1977 р. (1958–1977 рр.). До цього часу відбулася повна стабілізація ґрунтів основи і тіла греблі.

Результати вимірювання просідання ґрунту основи зведено в таблицю 7.2.

Обробка і аналіз вимірювання осідання свідчать, що вже до кінця будівництва греблі, як і випливало з розрахунків, відбулося основне осідання ґрунту основи ($\frac{3}{4}$ від повно-

го розрахункового просідання на пікеті 42+00 і повне на ПК 44+00). Дані таблиці 7.1 і графіків на рисунках 7.4, 7.5, 7.6, 7.7 свідчать про нерівномірне осідання ґрунтів основи на окремих поперечниках, що пояснюється різною товщею торф'яно-мулистих відкладів, неоднорідністю їх механічного складу, різним ступенем розкладання торфу.

В таблиці 7.3 і на графіку (рисунок 7.8) наведено величини просідання глибинних реперів Тясминської захисної дамби, згруповані за окремими роками будівництва і експлуатації, з яких видно хід стабілізації ґрунту основи. Основне просідання ґрунтів основи відбулося у 1958–1960 рр., тобто у період закінчення будівництва.

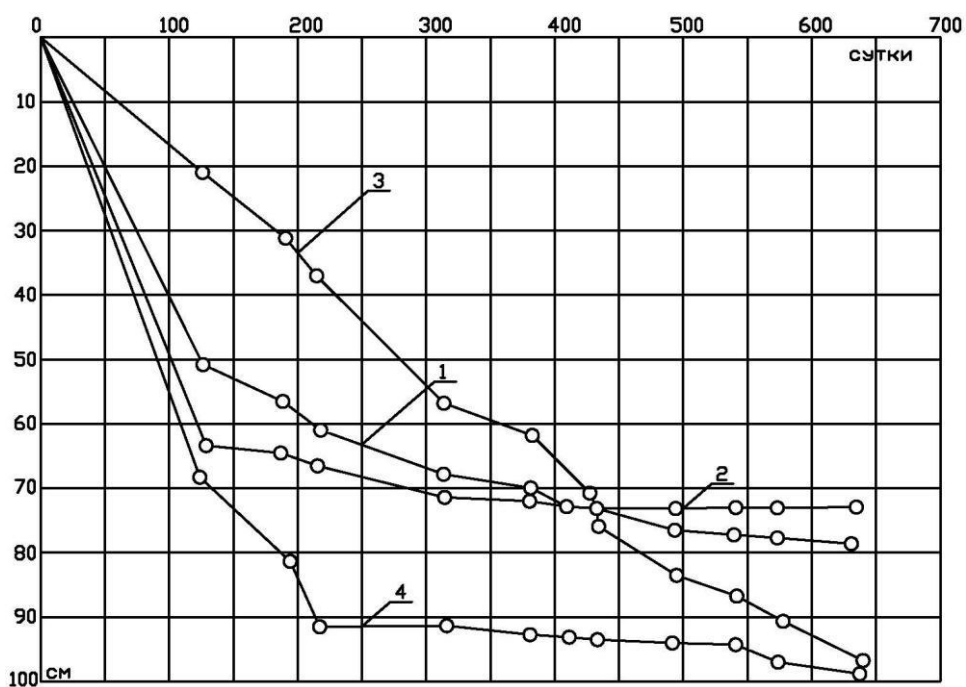


Рисунок 7.4 – Графік осідання основи руслової частини

Тясминської захисної дамби на ПК 40+00:

1 – Rp 4; 2 – Rp 2; 3 – Rp 5; 4 – Rp 3

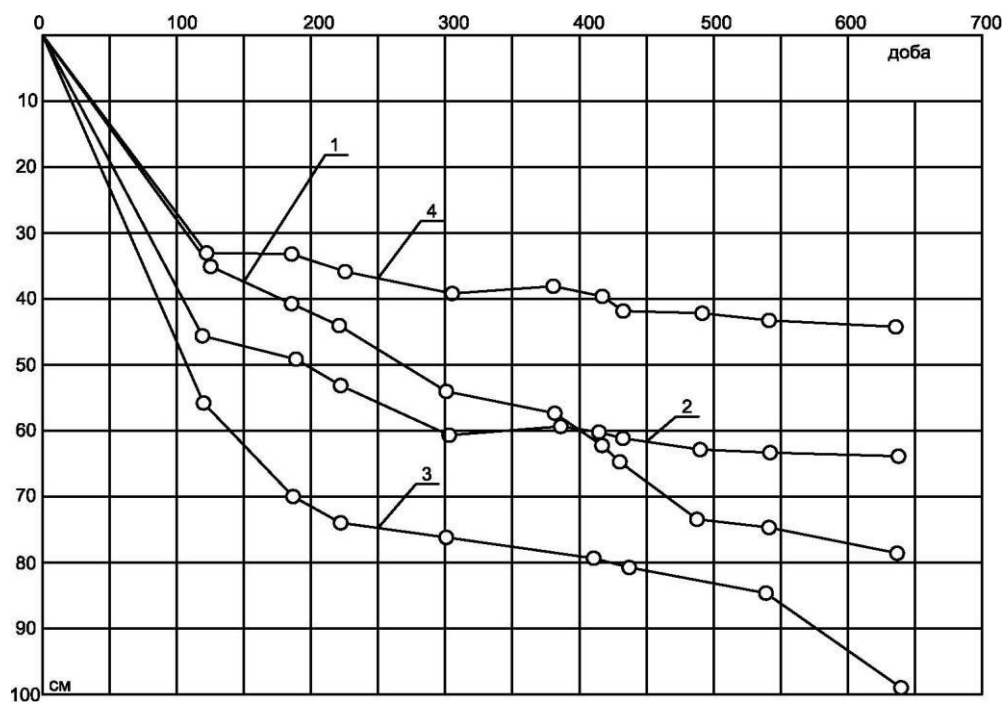


Рисунок 7.5 - Графік осідання основи руслової частини

Тясминської захисної дамби на ПК 40+50:

1 – Rp 11; 2 – Rp 9; 3 – Rp 3; 4 – Rp 8

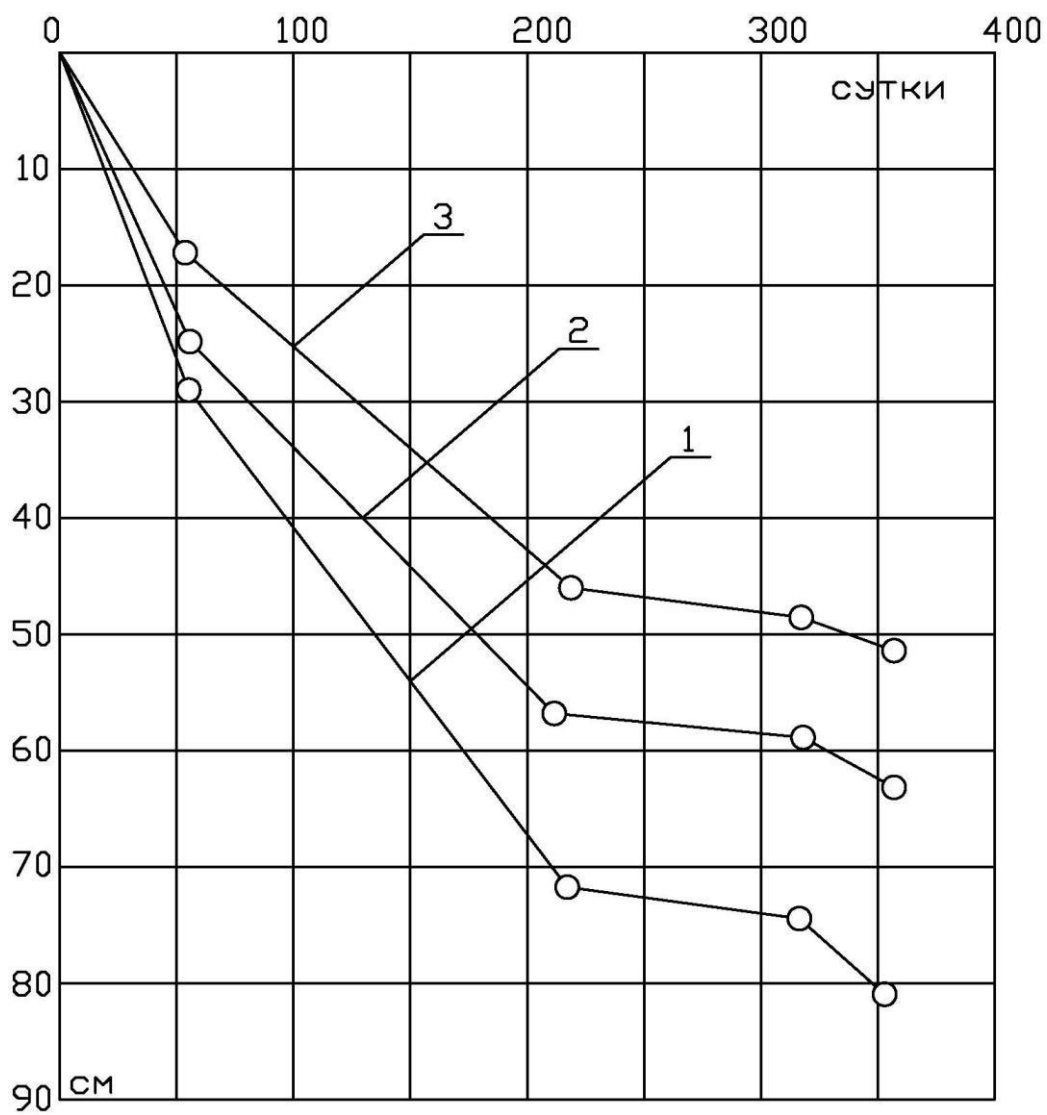


Рисунок 7.6 - Графік осідання основи заплавної частини

Тясминської захисної дамби на ПК 43+00:

1 – Rp 20; 2 – Rp 22; 3 – Rp 21

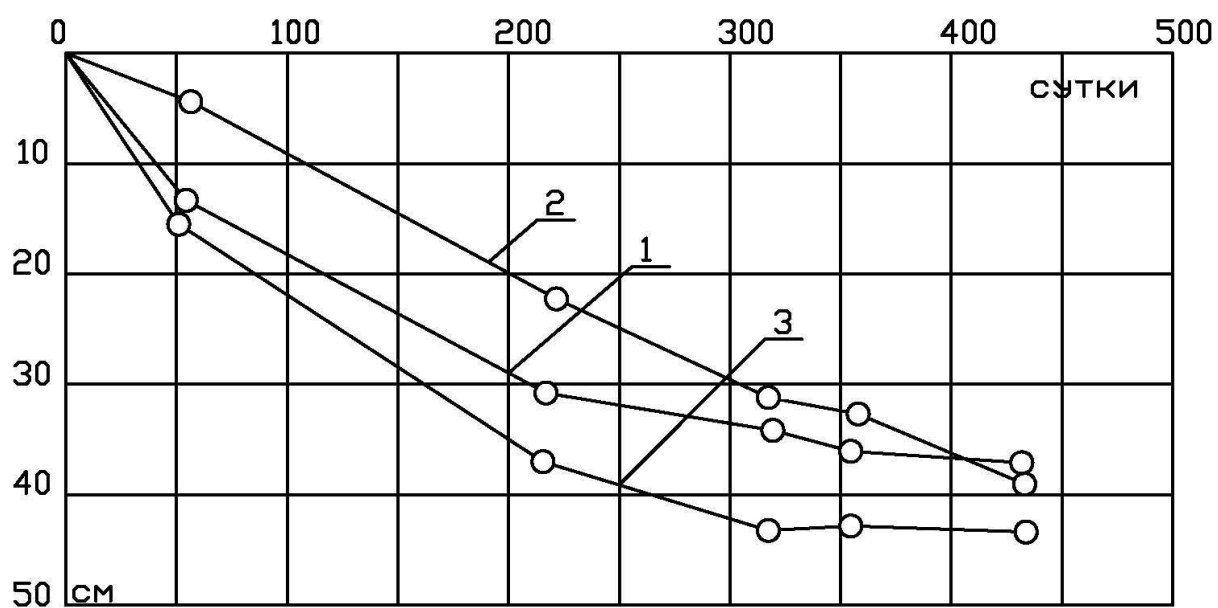


Рисунок 7.7 - Графік осідання основи руслової частини

Тясминської захисної дамби на ПК 44+00:

1 – Rp 26; 2 – Rp 27; 3 – Rp 29

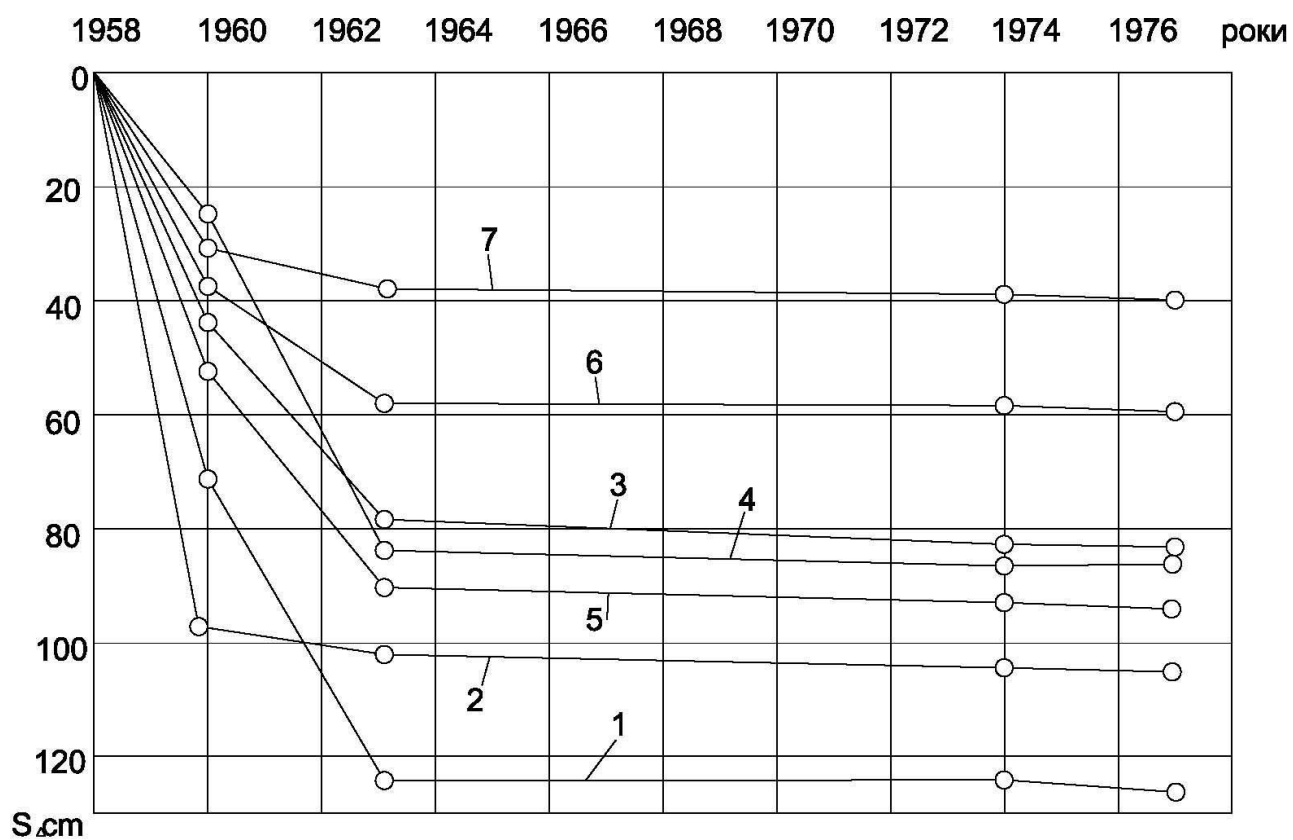


Рисунок 7.8 – Графіки осідання основи руслової частини дамби:

1 – репер 2 на ПК 40+00; 2 – репер 3 на ПК 40+00;

3 – репер 8 на ПК 40+50; 4 – репер 203 на ПК 43+00;

5 – репер 21 на ПК 430+00; 6 – репер 263 на ПК 44+00; 7 – репер 27 на ПК 44+00

Таблиця 7.2

Місце встановлення і номери реперів	Виміряні величини осідання , мм, за час, діб										
	122	188	223	314	380	413	429	495	540	568	637
Пікет 40+00											
2	638	640	666	712	708	714	720	719	719	723	720
3	678	729	802	909	907	937	930	935	935	967	983
4	507	569	609	680	705	720	717	752	753	763	784
5	212	306	368	558	620	693	746	843	864	897	961
Пікет 40+50											
8	327	335	352	393	375	388	408	414	423	427	427
9	425	489	524	604	591	614	609	619	619	651	643
10	653	703	733	763	-	-	-	-	842	877	993
11	332	400	443	536	566	620	659	729	740	765	784
Пікет 42+35											
14	022	-	-	-	-	-	-	66	73	347	353
15	-	-	-	-	-	-	-	40	115	129	170
16	030	-	-	-	-	-	-	40	071	90	105
17	-	-	-	-	-	-	-	54	122	142	146
Пікет 43+00											
20	-	-	-	263	-	-	-	704	739	807	836
21	-	-	-	186	-	-	-	472	491	506	516
22	-	-	-	249	-	-	-	574	589	619	614
23	-	-	-	108	-	-	-	194	194	204	225
Пікет 44+00											
26	-	-	-	133	-	-	-	311	312	329	389
27	-	-	-	48	-	-	-	224	336	360	369
28	-	-	-	4	-	-	-	49	54	73	72
29	-	-	-	141	-	-	-	356	430	436	-

Таблиця 7.3 – Величини осідання глибинних реперів Тясминської захисної дамби

№ пп	Пікетаж	№ глибинних реперів	Осідання, м				
			1958– 1960	1960– 1963	1964– 1974	1974– 1977	Разом 1958–1977
1	ПК40+00	Rp2	-0,721	-0,517	-0,027	-0,002	-1,267
2	ПК40+00	Rp3	-0,983	-0,031	-0,04	-0,003	-1,058
3	ПК40+50	Rp8	-0,427	-0,861	-0,017	-0,024	-0,829
4	ПК43+00	Rp20	-0,278	-0,554	+0,004	-0,002	-0,030
5	ПК43+00	Rp21	-0,516	-0,862	-0,040	-0,008	-0,926
6	ПК44+00	Rp26	-0,881	-0,206	-0,008	+0,001	-0,994
7	ПК44+00	Rp27	-0,869	-0,018	-0,012	-0,005	-0,404

Додаток 8

(рекомендований)

Склад і режим спостережень за технічним станом земляних гребель і дамб

8.1 Головним завданням технічної експлуатації споруд, що захищають територію від підтоплення підземними водами, полягає у підтриманні рівня підземних вод на позначках, установлених у проекті і зазначених у технічному паспорті території, яку захищають.

8.2 Спостереження за рівнем, хімічним складом і температурою підземних вод слід виконувати на спеціально обладнаній мережі спостережних точок (свердловин, колодязів, джерел тощо) з ув'язкою їх з рівнями води у водотоках і водоймах, які застосовують для розвантаження підземних вод.

8.3 Кількість і розміщення спостережних точок має бути достатнім для складання карт гідроізопіс, гідроізоп'єз та ізобат.

Розміщувати режимні свердловини необхідно по створах, спрямованих за течією підземного потоку.

Відстань між створами і свердловинами можна раціонально встановити залежно від характеру депресійної поверхні безнапірних або п'єзометричної поверхні напірних водонесних горизонтів. Її слід зменшувати зі збільшенням крутості кривої депресії, наприклад безпосередньо біля дренажу.

Примітка. При розбивці мережі режимних свердловин необхідно враховувати області живлення і розвантаження водонесних горизонтів, а також вплив на них техногенних факторів.

8.4 Частоту спостережень за рівнем води встановлюють залежно від режиму водонесного горизонту, амплітуди коливань рівнів води. Вона повинна бути достатньою для характеристики всіх коливань рівнів підземних вод. Під час паводків, сніготанення, зливових або тривалих дощів заміри рівня води у вибіркових спостережних точках здійснюють щоденно до тих пір, поки не припиниться вплив чинника, що спричинює різкі зміни рівня підземних вод.

Орієнтовний склад і терміни режимних спостережень наведено в таблиці 8.1.

Берегові укріплення та захисні дамби

8.5 Берегові укріплення та захисні дамби є найвідповідальнішими спорудами, які працюють в складних умовах.

Завдання технічної експлуатації берегових укріплень і захисних дамб полягає у постійному утриманні їх у справному стані, забезпеченні стійкості всього укріплення в цілому і тривалої міцності його елементів, а в усіх випадках виникнення небезпеки руйнування – у своєчасному вжитті заходів для повного відновлення стійкості та міцності споруди в цілому та її окремих елементів.

8.6 Технічна експлуатація берегових захисних споруд потребує ведення регулярних і позачергових спостережень за стійкістю захисних споруд, деформаціями абразійних і

аккумулятивних форм берегів, динамікою річкових русел, за хвилювими і льодовими діями на береги і споруди, а також за динамікою підземних вод і зсувними переміщеннями.

Таблиця 8.1

Склад спостережень	Термін спостережень
1. Спостереження за рівнями води в режимних свердловинах	2–3 рази на місяць
2. Заміри витрати води в цілому по системі і на окремих ділянках дренажу, дренажних колодязях і колекторах	1 раз на місяць
3. Відбирання проб води з дренажних колодязів і деяких режимних свердловин для хімічного аналізу	1 раз у три місяці
4. Спостереження за утворенням відкладів у дренажних трубах, колекторах, оглядових колодязях і водоприймальних спорудах насосних станцій	2–3 рази на рік
5. Спостереження за рівнем води в спостережних колодязях дренажу і перевірка розриву рівнів води в колодязях і в найближчих режимних свердловинах	2–3 рази на місяць
6. Спостереження за утворенням відкладів в колодязях вертикального дренажу	1 раз у три місяці
7. Спостереження за температурою води в дренажі та в деяких режимних свердловинах	1 раз на місяць
8. Спостереження за рівнями води на водомірних постах	Щоденно
<p>Примітка 1. Рекомендовані склад і терміни спостережень уточнюють відповідно до конкретних місцевих умов.</p> <p>Примітка 2. Спостереження на кожній точці слід провадити, якщо можливо, в одні й ті самі години.</p> <p>Примітка 3. Якщо в процесі експлуатації гребель і дамб в окремих місцях спостерігається небезпечне підняття рівня підземних вод у разі справно діючого дренажу, то слід за спеціальним проектом влаштувати додатковий дренаж.</p> <p>Примітка 4. Водойми, що акумулюють поверхневий стік, дренують територію, яка потребує захисту, і застосовуються для розвантаження водоносних горизонтів, необхідно утримувати в стані, який відповідає санітарно-гігієнічним вимогам.</p> <p>Примітка 5. Категорично забороняється скидання фекальних, промислових та інших стічних вод у підземні та відкриті дрени, приймальні камери насосних станцій та оглядові колодязі.</p> <p>Примітка 6. Стан водопроводу, каналізації та теплопроводів, розміщених у межах території, що потребує захисту, має постійно перевіряти персонал організацій, у веденні яких перебувають зазначені комунікації.</p>	

8.7 Для спостережень за осіданням берегових захисних споруд на них встановлюють осадові марки і репери.

Контрольні нівелювання осадових марок і реперів у початковий період експлуатації слід виконувати один-два рази на місяць, а після затухання осідання споруди – один-два рази на рік.

Після кожного шторму рідкої повторюваності слід виконувати позачергове контрольне нівелювання (нівелювання III класу точності).

8.8 П'єзометри у тілі берегових укріплень (безнапірних захисних споруд) слід встановлювати з урахуванням ймовірностей мінливості напряду фільтраційного потоку.

Для високих рівнів води у водотоці або водоймі може встановлюватися крива підпору ґрунтових вод, а для низьких – крива депресії у бік фронту розвантаження водоносного горизонту. Положення п'єзометричних створів слід ув'язувати з особливостями профілів берегового укріплення і з розміщенням гідрогеологічних розрізів на території, яку захищають, розглядаючи створи як кінцеву частину розрізів.

8.9 Спостереження за фільтрацією через тіло захисної дамби, положенням кривої депресії здійснюють по п'єзометрах, встановлених у тілі дамби по найвідповідальніших і характерних профілях, наприклад, з найбільшим напором або в місцях перетину споруди зі староріччями.

Розміщуючи п'єзометри у створі, враховують необхідність фіксування форми кривої депресії у верхній частині дамби, а також вище дренажних пристроїв з внутрішнього боку дамби і біля підшови укосу, тобто в місцях, найнебезпечніших стосовно суфозії ґрунту, де градієнти кривої депресії мають найбільші значення.

Підвищення кривої депресії порівняно з проектними положеннями свідчить про погіршення роботи дренажних пристроїв захисної дамби і потребу у їхньому ремонті.

8.10 Режимні спостереження за деформаціями абразійних і акумулятивних форм берегів, динамікою річкових русел провадять за первинною топографічною зйомкою спостережуваної ділянки і подальшою серією зйомок поточних змін рельєфу. Вибір масштабу визначається крупністю і вираженістю елементів рельєфу. Його не слід приймати дрібніше ніж 1:500, в окремих випадках збільшуючи до 1:200.

8.11 Режимні зйомки поточних змін мікрорельєфу слід здійснювати після проходження паводків на водотоках або після штормів на водоймах, а також у періоди між такими екстремальними явищами, коли процеси переформування русел і берегів проходять порівняно спокійно і видимі зміни мікрорельєфу відбуваються поступово. Основний звітний документ з режимних спостережень за деформаціями русел і берегів – топографічні плани, складені на основі зйомок поточних змін.

Спостереження за льодовим режимом водойми або водотоку мають на меті визначити місця з найнебезпечнішими льодовими діями, докладно описати їх характер, вказавши гідрологічні й метеорологічні характеристики місця і часу спостережень.

Спостереження за льодовими явищами можуть здійснюватися інструментально, напівінструментально і візуально. Інтервали між окремими циклами спостережень залежать від складності льодової обстановки і швидкоплинності окремих явищ.

Основним звітним документом для кожного циклу спостережень є абрис льодової обстановки, складеної на основі плану-схеми з пояснювальним матеріалом.

Спостереження за деформаціями захисних гідротехнічних споруд

8.12 Необхідність спостережень за деформаціями захисних гідротехнічних споруд (дамби, насосні станції, дренаж) встановлюється проектом.

У проєкті захисних споруд мають бути розроблені технічне завдання і програма ведення спостережень за деформаціями захисних гідротехнічних споруд.

В технічному завданні слід дати характеристику конструктивних елементів споруди, за якою будуть провадитись спостереження, інші технічні параметри, а в програмі - методи і способи здійснення спостережень за деформаціями споруд.

8.13 У проєкті захисних споруд мають бути встановлені типи конструкцій та місця розміщення геодезичних знаків (марки, репери), виходячи з конструктивних особливостей споруд, за якими будуть провадитись геодезичні спостереження.

8.14 Спостереження за гідротехнічними спорудами поділяють на візуальні та інструментальні.

8.15 Візуальні спостереження полягають у періодичному огляді споруд з описом їх стану: замальовки, фотографії, обмірювання помічених порушень з використанням простих вимірювальних інструментів.

8.15.1 Інструментальні спостереження полягають у проведенні планових і висотних зйомок споруд, відліку та аналізу показників на встановлених контрольно-вимірювальних приладах; у разі потреби провадиться відбирання і взяття проб ґрунту, бетону, води для аналізу.

8.15.2 Під час інструментальних спостережень за фільтраційним режимом напірних земляних споруд необхідно визначати:

- положення депресійної поверхні фільтраційного потоку в тілі земляних споруд та берегових устоїв;
- величину фільтраційної витрати;
- п'єзометричний напір в основі споруд;
- місця скупченої контактної фільтрації;
- швидкість фільтраційного потоку і винесення ґрунту;
- температуру і хімічний склад фільтраційних вод.

8.16 Загальні вимоги щодо методики геодезичних спостережень за переміщеннями та деформаціями будівель і споруд викладено у 8.17–8.18.

Геодезичний нагляд за переміщеннями та деформаціями будівель і споруд

8.17 Спостереження за переміщеннями та деформаціями будівель і споруд виконують з метою:

- визначення абсолютних і відносних величин деформацій та порівняння їх з розрахунковими;
- виявлення причин появи і суті безпеки деформацій для нормальної експлуатації будівель і споруд, вжиття своєчасних заходів для боротьби з деформаціями, що можуть виникати, або ліквідації їх наслідків;
- одержання необхідних характеристик стійкості основ і фундаментів;
- уточнення розрахункових фізико-механічних характеристик ґрунтів;

- уточнення методів розрахунків і усталення допустимих величин деформацій для різних ґрунтів основ і типів будівель і споруд.

8.18 Геодезичні спостереження за переміщеннями і деформаціями (осідання, зсуви, крени) основ фундаментів будівель і споруд повинні виконуватися за спеціальною програмою, складеною на основі технічного завдання.

У технічному завданні повинні бути зазначені: назва і місцезнаходження об'єкта (за адміністративним поділом), етапи (періоди) будівництва, експлуатації; дані про призначення будівлі, споруди зі стислою характеристикою конструктивних особливостей і основних параметрів; глибина закладання і тип фундаментів; інженерно-геологічні та гідро-геологічні умови основ фундаментів; мета і завдання спостережень; дані про раніше виконані роботи, пов'язані з вимірюванням деформацій; періодичність спостережень; вимоги щодо точності вимірювання деформацій та переміщень.

Стосовно гідротехнічних споруд до технічного завдання додають:

1) для земляних гребель і дамб:

- плани і характерні поперечні розрізи;
- фізико-механічні характеристики ґрунтів, з яких вони збудовані;
- інженерно-геологічні та інженерно-гідрогеологічні характеристики основ;
- фільтраційні характеристики ґрунтів тіла гребель (дамб) і основ;
- динаміка підземних вод;
- проектна стійкість укосів гребель і дамб;
- розрахункове та допустиме осідання тіла греблі (дамби), її основи;

2) для водопідпірних споруд (шлюзи, підпірні споруди на каналах):

- розріз споруд;
- фізико-механічні характеристики ґрунтів основ, розрахункові величини можливого осідання основ, фільтраційні властивості; допустимі величини осідання та кренів.

8.19 Робоча програма проведення спостережень складається на основі технічного завдання організацією, яка виконує вимірювальні роботи, за узгодженням з організацією, що видала технічне завдання.

У робочій програмі, крім даних, наведених в технічному завданні, подається перелік частин споруд, за якими буде провадитися спостереження, розрахункові величини деформацій (осідання), етапи виконання будівельних робіт; для споруд, що експлуатуються – наявність тріщин і місць закладання маяків; дані про наявність пунктів геодезичної мережі; дані про систему координат і висотних позначок; дані про раніше виконані роботи для вимірювання деформацій і зв'язок їх з подальшими роботами; опис місць закладання геодезичних знаків, обґрунтування вибору типу знаків, попередня схема мережі; розрахунок точності вимірювання деформацій; методи вимірювання і використані прилади; порядок оброблення результатів спостережень.

8.20 Геодезичні спостереження за переміщеннями і деформаціями споруд слід здійснювати впродовж усього періоду будівництва, а також у період експлуатації та досягнення умовної стабілізації деформації, встановленої проектною або експлуатаційною організацією і яку включено в технічне завдання.

8.21 Підготовка до спостережень за переміщеннями і деформаціями споруд та спостереження складаються з таких етапів:

- розробка програм вимірювання;
- вибір конструкції, місця розміщення і установки геодезичних знаків висотної та планової мережі;
- виконання висотного та планового узгодження прийнятих для установки геодезичних знаків;
- установка деформаційних марок на спорудах;
- інструментальне вимірювання величин вертикальних і горизонтальних переміщень і кренів;
- оброблення і аналіз результатів вимірювання.

8.22 До початку вимірювання вертикальних переміщень фундаментів (для напірних водопідпірних земляних споруд – осідання основи і тіла греблі або дамби) необхідно встановити репери (вихідні геодезичні знаки висотної основи) і деформаційні марки (контрольні геодезичні знаки, розміщені в будівлях і спорудах, для яких визначають вертикальні переміщення).

Репери кількістю не менше трьох слід розміщувати:

- осторонь від проїздів, підземних комунікацій, складських та інших територій;
- поза зоною поширення тиску від будівель або споруд;
- поза межею впливу явищ осідання, зсування схилів, нестабілізованих насипів, торф'яних боліт, підземних виробок, карстів та інших несприятливих інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов;
- на відстані від будівлі (споруди) не менше потрібної товщини шару просідаючого ґрунту;
- на відстані, яка виключає вплив вібрації від транспортних засобів, машин і механізмів;
- у місцях, де протягом усього періоду спостережень є зручний прохід до реперів для встановлення геодезичних приладів.

Конкретне розміщення і конструкцію репера має визначити організація, яка буде виконувати вимірювання, за узгодженням з проектною та експлуатаційною організаціями, а також з відповідними службами, які мають у даному районі підземне господарство (кабельні, водопровідні, каналізаційні та інші інженерні мережі).

8.23 Установка реперів в особливих ґрунтових умовах:

- у насипних, неоднорідних за складом ґрунтах, процес ущільнення яких ще може тривати, слід встановлювати репери, заанкеровані або забиті в корінний ґрунт на глибину не менше ніж 1,5 м нижче насипної товщі та захищені колодязями;
- у просідаючих ґрунтах низький кінець репера слід закладати на глибину не менше ніж 1,5 м у піщані, або не менше ніж 2 м – у глиняні підстильні ґрунти, а також на глибину не менше ніж 5 м, якщо товщина шару просідаючого ґрунту перевищує 10 м;

- у заторфованих ґрунтах слід використовувати забивні палі, які заглиблюють до щільних ґрунтів, що мало деформуються;
- у набухаючих ґрунтах закладати нижній кінець репера на глибину не менше ніж 1 м нижче підшви залягання набухаючих ґрунтів. За великої товщі набухаючого шару ґрунту башмак репера слід встановлювати на глибині, де природний тиск перевищує тиск набухання.

8.24 Після установки репера на нього має бути передана висотна позначка від близько розміщених пунктів геодезичної мережі. При значному (понад 2 км) віддаленні пунктів геодезичної мережі від реперів, які встановлюють, допустимо приймати умовну систему висот.

На кожному репері має бути зазначена назва організації, яка його встановила, і порядковий номер знака.

8.25 Встановлені репери необхідно здати на збереження будівельній або експлуатаційній організації згідно з актом. У процесі вимірювання вертикальних деформацій слід контролювати стійкість вихідних реперів для кожного циклу спостережень.

8.26 Вертикальні переміщення будівель і споруд слід вимірювати одним із зазначених методів або їх комбінуванням: геометричним, тригонометричним, гідростатичним нівелюванням або фотограмметричним. Методи вимірювання вертикальних переміщень слід приймати залежно від класу точності вимірювання.

Вимірювання I–IV класів виконують методами геометричного і гідростатичного нівелювання, II–IV класів – тригонометричного нівелювання і фотограмметрії.

8.27 Геометричне нівелювання є основним методом вимірювання вертикальних переміщень.

Основні характеристики (технічні) та допуски для геометричного нівелювання слід приймати згідно з таблицею 8.2.

Таблиця 8.2 – Основні технічні характеристики і допуски для геометричного нівелювання

Умови геометричного нівелювання	Основні технічні характеристики і допуски для геометричного нівелювання класів			
	I	II	III	IV
Нівеліри	Н-0,5 і рівнозначні йому		Н-3 і рівнозначні йому	
Рейки	РН-05 (однобічні штрихові з інварною смугою і двома шкалами)		РН-3 (двобічні шашкові)	
Кількість станцій незамкненого ходу, не більше	2	3	5	8
Візорні промені: довжина, м, не більше	25	40	50	100
Висота над перешкодою, м, не більше	1	0,8	0,5	0,3
Нерівність плечей (відстань від нівеліра до рейки) на станції, м, не більше	0,2	0,4	1	3
Накопичення нерівностей плечей у замкненому ході, м, не більше	1	2	5	10
Допустима нев'язка в замкненому ході	$\pm 0,15 \sqrt{n}$	$\pm 0,5 \sqrt{n}$	$\pm 1,5 \sqrt{n}$	$\pm 5 \sqrt{n}$

Спосіб виконання робіт слід приймати для нівелювання класів:

I – подвійним горизонтом, спосіб суміщення в прямому і зворотному напрямках або замкненим ходом;

II–III – одним горизонтом, спосіб суміщення, спосіб наведення, замкнений хід;

IV – одним горизонтом, спосіб наведення.

8.28 Тригонометричне нівелювання слід використовувати при вимірюванні вертикальних переміщень фундаментів в умовах різких перепадів висот (великих насипів, глибоких котлованів, косогорів тощо). Вимірювання вертикальних переміщень методом тригонометричного нівелювання слід виконувати короткими візирними променями (до 100 м), точними (Т–2, Т–5 та їм рівноточними) і високоточними (Т–0,5, Т–1 та їм рівноточними) теодолітами з накладними циліндричними рівнями.

Допустимі похибки вимірювання відстаней і вертикальних кутів залежно від вибраного класу точності вимірювання не повинні перевищувати величин, наведених у таблиці 8.3.

Таблиця 8.3 – Допустимі похибки вимірювання

	Допустимі похибки вимірювання			
	відстаней, мм, при значенні вертикальних кутів, град.		вертикальних кутів, с, при їх значеннях, град.	
	до 10	від 10 до 40	до 10	від 10 до 40
II	7	1	2,5	1,5
III	14	3	5	3
IV	35	8	12	10

8.29 Горизонтальні переміщення будівель і споруд слід вимірювати методами створних спостережень, окремих напрямів, триангуляції, фотограмметрії або їх комбінаціями. Методи вимірювання горизонтальних переміщень слід приймати залежно від класу точності вимірювання.

Вимірювання I–III класів виконують методами створних спостережень і окремих напрямів, I–IV класів – методами триангуляції, трилатерації та полігонометрії, II–IV класів – методом фотограмметрії.

8.30 Метод створних спостережень для вимірювання горизонтальних переміщень фундаментів слід застосовувати при прямолінійності будівель (споруд) або їх частин і у разі можливості забезпечення стійкості кінцевих опірних знаків створу.

Відхилення деформаційних марок від заданих створів у часі слід вимірювати способами рухливих марок, вимірювання малих (паралактичних) кутів – якщо візирна ціль нерухома, а також способом струни.

Спосіб рухомої візирної цілі слід застосовувати для безпосереднього вимірювання відхилення деформаційної марки від створу в лінійних величинах.

Візування на рухому ціль, точно центровану на марці, необхідно здійснювати точними і високоточними теодолітами, забезпеченими накладними рівнями.

Якщо використовувати промінь як візирну лінію, роль рухомої візирної цілі має виконувати приймач світла з відлічуючими пристроями.

Вимірювання способом рухомої візирної цілі слід здійснювати при двох колах теодоліта, в прямому й зворотному напрямках, при цьому має бути не менше п'яти прийомів вимірювань. Розбіжність результатів окремих прийомів не повинна перевищувати 1 мм.

Відлік положення рухомої візирної цілі по мікрометру теодоліта необхідно виконувати не менше трьох разів, а розбіжності у відліках не повинні перевищувати 0,3 мм.

Для визначення відхилення деформаційної марки від створу при способі вимірювання малих (паралактичних) кутів необхідно виміряти відстані від пункту стоянки інструмента до марки.

Вимірювання кутів відхилення марки від створу слід виконувати точними або високоточними теодолітами, забезпеченими окулярним або оптичним мікрометром. Кількість прийомів і допустимі середні квадратичні похибки вимірювання малих кутів мають відповідати наведеним у таблиці 8.4.

Таблиця 8.4 – Допустимі середні квадратичні похибки вимірювання паралактичних кутів

Відстань від опорного знака до марки, м	Допустима середня квадратична похибка вимірювання кута, с	Кількість прийомів для теодоліта, забезпеченого мікрометром	
		оптичним	окулярним
100 і менше	2	3	2
200	1	6	4
Від 600 до 1000	0,5	12	6

Спосіб струни слід застосовувати у разі прямолінійності будівлі або споруди для безпосереднього одержання відносних величин лінійного зміщення фундаментів, яке визначають як різницю відхилень деформаційної марки від лінії створу у двох циклах вимірювань.

8.31 Метод триангуляції слід застосовувати для вимірювання горизонтальних переміщень будівель і споруд, які будують на пересіченій або гірській місцевості, а також у разі можливості забезпечення стійкості кінцевих опорних знаків створу.

8.32 Величину і напрям горизонтальних переміщень фундаменту (або його частини) слід визначати за зміною координат деформаційної марки за проміжок часу між циклами нагляду.

Для методу триангуляції допустимо приймати умовну систему координат. У цьому випадку осі координат Х та Y мають збігатися з поперечними і поздовжніми осями будівлі або споруди.

Вимірювання горизонтальних кутів необхідно виконувати з похибкою, яка не перевищує наведених у таблиці 8.5.

Таблиця 8.5 - Допустима середня квадратична похибка вимірювання кутів

Клас точності	Допустима середня квадратична похибка вимірювання кутів ϵ , для відстаней, м					
	50	100	150	200	500	1000
I	8	4	3	2	1	-
II	20	10	7	5	2	1
III	40	20	14	10	4	2
IV	60	30	20	15	6	3

8.33 Вимірювання крену гідротехнічних споруд слід здійснювати за допомогою прямих і зворотних прямовисів, які мають відлікові пристрої або прилади для вертикального проектування.

8.34 У процесі робіт, пов'язаних з вимірюванням переміщень і деформацій будівель і споруд, слід виконувати камеральне оброблення одержаних результатів: перевірку польових журналів; порівнювання геодезичних мереж; складання відомостей відміток і переміщень, напрямів (кутів), величини крену і переміщень деформаційних марок, установлених на будівлях і спорудах, по кожному циклу спостережень; оцінку точності виконаного вимірювання, а також порівняння одержаних похибок (або нев'язок) з допустимими для даного методу і класу точності вимірювання; графічне оформлення результатів вимірювання.

8.35 Графічний матеріал за результатами спостережень кожного об'єкта слід оформляти у вигляді:

- геологічного розрізу основи фундаменту;
- плану будівлі (споруди) із зазначенням місць розміщення деформаційних марок;
- графіків і епюр горизонтальних, вертикальних переміщень кренів і розвиток тріщин у часі, зростання тиску на основу фундаменту.

8.36 За результатами вимірювання переміщень і деформацій будівель і споруд слід складати технічний звіт, який, крім матеріалів, зазначених вище, повинен включати:

- стислий опис мети вимірювання деформацій даного об'єкта;
- характеристики геологічної будови основи і фізико-механічних властивостей ґрунтів;
- конструктивні особливості будівлі (споруди) та її фундаменту;
- схеми розміщення, розміри та опис конструкції встановлених реперів та орієнтирних знаків, деформаційних марок, пристроїв для вимірювання величин розвитку тріщин;
- перелік факторів, які визначають появу деформацій;
- висновки про результати вимірювання.

Додаток 9

(довідковий)

Класифікація нескельних ґрунтів за їх фізико-механічними властивостями

9.1 ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ НЕСКЕЛЬНИХ ҐРУНТІВ

9.1.1 Гранулометричний (зерновий) склад

Таблиця 9.1 – Класифікація часточок ґрунтів

Фракції	Розмір часточки, мм
Валуни, брили, камені	> 60
Галька, щебінь	60–10
Гравій, жорства, хрящ	10–2
Піщана:	
Крупна	2–0,5
Середня	0,5–0,25
Дрібна	0,25–0,10
Тонка	0,10–0,05
Пилувата:	
Крупна	0,05–0,01
Дрібна	0,01–0,005
Глиниста	< 0,005

Таблиця 9.2 – Класифікація великоуламкових і піщаних ґрунтів

Ґрунт	Вміст частинок	
	крупністю, мм	% від маси сухого ґрунту
Великоуламковий (валунний, бриловий)	> 200	> 50
Галечниковий (щебенистий)	> 10	> 50
Гравійний (жорстковий)	> 2	> 50
Піщаний:		
пісок гравелистий	> 2	> 25
крупний	> 0,5	> 50
Середній	> 0,25	> 50
Дрібний	> 0,1	> 75
Пилуватий	> 0,1	< 75
Примітка. Для встановлення найменування ґрунтів послідовно сумують проценти вмісту частинок досліджуваного ґрунту: спочатку більше за 200 мм, потім більше за 10 мм, далі більше за 2 мм тощо. Найменування ґрунту приймають за першим задовольняючим показником у порядку розміщення найменувань у таблиці.		

Таблиця 9.3 – Класифікація глинистих ґрунтів за вмістом глинистих частинок

Ґрунт	Вміст глинистих часточок, % від маси сухого ґрунту
Глина	> 30
Суглинок	30–10
Супісок	10–3
Примітка. Якщо в суглинистому ґрунті вміст пилюватих часточок перевищує вміст піщаних, то до його найменування додають слово «пилюватий». Якщо в глинистому ґрунті є понад 15 % великоуламкових включень (часточок, більших за 2 мм), це зазначають в його найменуванні.	

Таблиця 9.4 – Класифікація глинистих ґрунтів за показником консистенції I_L

Ґрунт	I_L
Супісок: тверда	< 0
Пластична	0–1
Текуча	> 1
Суглинок і глина:	
тверді	< 0
тугопластичні	0,25–0,50
м'якопластичні	0,50–0,75
текучопластичні	0,75–1,0
текучі	> 1,0

9.1.2 Щільність ґрунту і щільність його частинок

Таблиця 9.5 – Щільність частинок ґрунтів

Ґрунт	ρ_s , г/см ³
Пісок	2,65–2,67
Супісок	2,68–2,72
Суглинок	2,69–2,73
Глина	2,71–2,76
Примітка. Даними цієї таблиці можна користуватися тільки для орієнтовних розрахунків.	

9.1.3 Пористість, коефіцієнт пористості, ступінь вологості

Таблиця 9.6 – Класифікація великоуламкових і піщаних ґрунтів за ступенем вологості G

Ґрунт	G
Маловологий	0–0,5
Вологий	0,5–0,8
Насичений водою	0,8–1,0

9.1.4 Щільність складення піску

Таблиця 9.7 – Класифікація піску за щільністю складення

Пісок	Показник щільності складення I_d
Щільний	1,0–0,67
Середньої щільності	0,67–0,33
Пухкий	0,33–0

Таблиця 9.8 – Оцінка щільності піску за коефіцієнтом пористості

Пісок	Коефіцієнт пористості e піску		
	щільний	середньої щільності	пухкий
Гравелистий, крупний і середньої крупності	< 0,55	0,55–0,70	> 0,75
Дрібний	< 0,60	0,60–0,75	> 0,75
Пилуватий	< 0,60	0,60–0,80	> 0,80

9.1.5 Коефіцієнт фільтрації

Таблиця 9.9

Ґрунт	K_f , см/с
Глина	$< 1 \cdot 10^{-7}$
Суглинок	$1 \cdot 10^{-7} - 1 \cdot 10^{-5}$
Супісок	$1 \cdot 10^{-6} - 1 \cdot 10^{-3}$
Пісок:	
Пилуватий	$1 \cdot 10^{-5} - 1 \cdot 10^{-3}$
Дрібний	$1 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-2}$
середньої крупності	$1 \cdot 10^{-3} - 1 \cdot 10^{-2}$
Крупний	$1 \cdot 10^{-2} - 1 \cdot 10^{-1}$
Гравій, галька	$1 \cdot 10^{-1} - 1 \cdot 10$

9.1.6 Формули для визначення характеристик фазового складу ґрунту

Таблиця 9.10 – Формули для визначення характеристик фазового складу ґрунту

Характеристика	Одиниця	Загальна формула	Розрахункові формули
Щільність сухого ґрунту $\rho_{\text{сух}}$	г/см^3 (м/м^3)	$\rho_{\text{сух}} = m_T / V$	$\rho_{\text{сух}} = \rho / (1 + W)$
Об'єм твердих частинок в одиниці об'єму ґрунту		$m = V_T / V$	$m = \rho_{\text{сух}} / \rho_S$
Пористість	*	$n = V_n / V$	$n = 1 - m$ $n = e / (1 + e)$ $n = 1 - (\rho_{\text{сух}} / \rho_S)$
Коефіцієнт пористості	-	$e = V_{II} / V_T$	$e = n / m = n / (1 - n)$ $e = (\rho_S - \rho_{\text{сух}}) / \rho_{\text{сух}}$
Об'єм газу в одиниці об'єму ґрунту	*	$S = V_I / V$	$S = \left(\frac{e}{\rho_S} - \frac{W}{\rho_W} \right) \rho_{\text{сух}}$, де ρ_W – густина води, що становить 1 г/см^3
Повна вологоємність ґрунту $W_{\text{н.вл}}$	*	$W_{\text{н.вл}} = m_\theta / m_T$	$W_{\text{н.вл}} = e \rho_W / \rho_S$
Питома вага повністю зваженого у воді ґрунту $\gamma_{\text{зв}}$	Н/м^3	$\gamma_{\text{зв}} = (m_T \cdot g - A) / V$, де A – архімедова сила (сила зважування)	$\gamma_{\text{зв}} = \gamma_{\text{сух}} - m \gamma_W$; $\gamma_{\text{зв}} = \gamma_{\text{сух}} - (1 - n) \gamma_W$; $\gamma_{\text{зв}} = \gamma_{\text{сух}} - 1 / (1 + e) \gamma_W$; $\gamma_{\text{зв}} = (\gamma_S \gamma_W) / (1 + e)$
Щільність повністю насиченого водою ґрунту $\rho_{\text{нас}}$	г/см^3 (м/м^3)	$\rho_{\text{нас}} = (m_T + m_\theta) / V$, $m_\theta = V_{II} \cdot \rho_W$	$\rho_{\text{нас}} = \rho_{\text{сух}} + \rho_W \cdot n$; $\rho_{\text{нас}} = \rho / (1 + W) + e / (1 + e) \cdot \rho_W$
Ступінь вологості G	-	$G = V_B / W_{II}$	$G = (\rho_S \cdot W) / e \rho_W$; $G = W / W_{\text{П.вл}}$
* Безрозмірна характеристика, яку іноді виражають у %.			

9.2 КЛАСИФІКАЦІЯ І ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ ОСОБЛИВИХ ТИПІВ (МУЛІВ, ПРОСАДОЧНИХ, НАБУХАЮЧИХ ТА ІН.)

А. Мули. До них належать ґрунти в початковій стадії формування, які утворили структурний осад у воді, вони мають вологість, що перевищує вологість на границі текучості (тобто $I_L > 1$) і коефіцієнт пористості, що перевищує для супіщаних мулів 0,9, для суглинистих мулів – 1,0, глинистих мулів – 1,5.

Вид мулу (супіщаний, суглинистий і глинистий) встановлюють за числом пластичності I_P відповідно до таблиці 9.4.

Характерна особливість мулів – наявність органічних речовин.

Б. Просадочні ґрунти. До них належать ґрунти, які при замочуванні дають додаткове осідання (просідання) під дією зовнішнього навантаження або власної ваги.

До просадочних звичайно відносять леси і лесоподібні ґрунти зі ступенем вологості $G < 0,8$.

Просадочні ґрунти за осіданням від дії власної ваги поділяють на два типи:

I – просідання від дії тільки власної ваги практично не відбувається;

II – просідання відбувається як від власної ваги, так і від дії зовнішнього навантаження.

Ґрунти вважають просадочними (тобто враховують їхнє просідання), якщо відносна їх просадочність становить $\delta \geq 0,01$.

Для попередньої оцінки ґрунтів (до проведення досліджень) і віднесення їх до просадочних введено показник

$$П = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (9.1)$$

де e_L – коефіцієнт пористості ґрунту з вологістю на границі текучості W_L ;

$$e_L = W_L \cdot \rho_s / \rho_w;$$

e – коефіцієнт пористості ґрунту природного складення і вологості.

Ґрунти відносять до просадочних, якщо $П$ є меншим ніж 0,1, якщо число пластичності становить $I_P = 0,01-0,1$; менше 0,7, якщо $I_P = 0,1-0,14$ і менше ніж 0,24, якщо $I_P = 0,14-0,22$.

В. Набухаючі ґрунти. До них належать глинисті ґрунти, які при замочуванні збільшуються в об'ємі, причому значення відносного набухання в умовах вільного набухання (без навантаження і можливості бічного розширення становить $\delta_H \geq 0,04$.

За попередньою оцінкою до можливо (ймовірно) набухаючих ґрунтів належать ґрунти, в яких $П \geq 0,3$ (формула 9.1).

Г. Засолені (таблиця 9.11) і заторфовані (таблиця 9.12) ґрунти

Таблиця 9.11 – Класифікація засолених ґрунтів

Ґрунт	Мінімальний сумарний вміст легко- і середньорозчинних солей, % маси сухого ґрунту
Великоуламковий з вмістом заповнювача, %:	
піщаного < 40 або глинистого < 30	2,0
піщаного > 40	0,5
глинистого > 30	5,0
Піщаний	0,5
Глинистий (супіски і суглинки):	
просадочний (лес і лесоподібний суглинок)	1,0 (або 0,3, якщо є тільки легко-розчинні солі)
непросадочний	5,0
<p>Примітка 1. До легкорозчинних солей належать хлориди NaCl, KCl, CaCl₂, MgCl₂; бікарбонати NaHCO₃, Ca(HCO₃)₂, Mg(HCO₃)₂; карбонати натрію Na₂CO₃; сульфати магнію Na₂SO₄, MgSO₄. До середньорозчинних солей належить гіпс CaSO₄ · 2H₂O.</p> <p>Примітка 2. Вміст легкорозчинних солей визначають за допомогою водної витяжки, вміст середньорозчинних солей – солянокислотою витяжкою.</p>	

Таблиця 9.12 – Класифікація заторфованих ґрунтів

Ґрунт	Відносний вміст рослинних залишків q (ступінь заторфованості)
З домішкою рослинних залишків:	
Піщаний	0,03–0,10
Глинистий	0,05–0,10
Заторфований:	
слабко	0,10–0,25
середньо	0,25–0,40
сильно	0,40–0,60
Торф	> 0,60
<p>Примітка. Q – відношення маси сухих рослинних залишків до маси мінеральної частини ґрунту. Визначають в лабораторних умовах шляхом прожарювання зразка ґрунту.</p>	

Д. Опір ґрунту зсуву. Орієнтовні значення питомого зчеплення C і кута внутрішнього тертя φ наведено в таблицях 9.13 і 9.14.

Слід звернути увагу на те, що для цілей гідротехнічного будівництва опір ґрунтів зсуву слід оцінювати тільки за результатами лабораторних і польових досліджень.

Таблиця 9.13 – Значення питомого зчеплення C , 10^5 Па (кгс/см²) і кута внутрішнього тертя φ , град, пісків

Пісок	Значення C (над ризкою) і φ (під ризкою) для коефіцієнта пористості e			
	0,45	0,55	0,60	0,75
Гравелистий і крупний	<u>0,02</u> 43	<u>0,01</u> 40	<u>-</u> 38	-
Середньої крупності	<u>0,03</u> 40	<u>0,02</u> 38	<u>0,01</u> 35	-
Дрібний	<u>0,06</u> 38	<u>0,04</u> 36	<u>0,02</u> 32	<u>-</u> 28
Пилуватий	<u>0,08</u> 36	<u>0,06</u> 34	<u>0,04</u> 30	<u>0,02</u> 26

Таблиця 9.14 – Значення питомого зчеплення C , 10^5 Па (кгс/см²) і кута внутрішнього тертя φ , град., глинистих ґрунтів четвертинних відкладів

Ґрунт	Показник консистенції I_L	Значення C (над ризкою) і φ (під ризкою) з коефіцієнтом пористості e						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супісок	0–0,25	<u>0,15</u> 30	<u>0,11</u> 29	<u>0,08</u> 27	-	-	-	-
	0,25–0,75	<u>0,13</u> 28	<u>0,09</u> 26	<u>0,06</u> 24	<u>0,03</u> 21	-	-	-
Суглинок	0–0,25	<u>0,47</u> 26	<u>0,37</u> 25	<u>0,31</u> 24	<u>0,25</u> 23	<u>0,22</u> 22	<u>0,19</u> 20	-
	0,25–0,50	<u>0,39</u> 24	<u>0,34</u> 23	<u>0,28</u> 22	<u>0,23</u> 21	<u>0,18</u> 19	<u>0,15</u> 17	-
	0,50–0,75	-	-	<u>0,25</u> 19	<u>0,20</u> 18	<u>0,16</u> 16	<u>0,14</u> 14	<u>0,12</u> 12
Глина	0–0,25	-	<u>0,81</u> 21	<u>0,68</u> 20	<u>0,54</u> 19	<u>0,47</u> 18	<u>0,41</u> 16	<u>0,36</u> 14
	0,25–0,50	-	-	<u>0,57</u> 18	<u>0,57</u> 17	<u>0,43</u> 16	<u>0,37</u> 14	<u>0,32</u> 11
	0,50–0,75	-	-	<u>0,45</u> 16	<u>0,41</u> 14	<u>0,36</u> 12	<u>0,33</u> 10	<u>0,29</u> 7

КОЕФІЦІЄНТИ НАДІЙНОСТІ

Таблиця 99.15 – Значення коефіцієнта надійності K_H

Клас споруди	K_H
I	1,25
II	1,20
III	1,10
IV	1,10

Таблиця 9.16 – Значення допустимого коефіцієнта запасу стійкості укосів ґрунтових гребель K_3

Поєднання навантажень і дій	Значення K_3 для гребель класу			
	I	II	III	IV
Основні	1,3–1,25	1,2–1,15	1,15–1,1	1,1–1,05
Особливі	1,1–1,05	1,1–1,05	1,05	1,05

ЗМІСТ

	С.
1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ	1
2 ЗЕМЛЯНІ НАСИПНІ ГРЕБЛІ	2
3 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ ГРЕБЕЛЬ	16
4 РОЗРАХУНОК КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ГРЕБЕЛЬ	22
4.1 Фільтраційні розрахунки	22
4.2 Основні положення теорії фільтрації	23
4.3 Визначення елементів руху ґрунтових вод з використанням методу ЕГДА	24
4.3.1 Побудова гідродинамічних сіток	24
4.4 Фільтрація в земляних греблях	26
4.5 Стійкість укосів земляних гребель	31
4.5.1 Стійкість земляних укосів	31
4.5.2 Розрахунок однорідних земляних укосів	32
4.5.3 Метод розрахунку неоднорідних земляних укосів	32
4.5.4 Визначення сил, що діють на виділений відсік укосу	34
4.6 Облік впливу фільтраційних сил на стійкість укосів	35
4.7 Перевірка безпеки вимивання і зсування (опливання) частини ґрунту по укосу ...	37
4.8 Розрахунок стійкості земляних екранів греблі	38
4.8.1 Розрахунок захисного шару	38
4.9 Розрахунок деформацій гребель з ґрунтових матеріалів	38
5 ЗВЕДЕННЯ ГРЕБЕЛЬ ПОШАРОВИМ ВІДСИПАННЯМ ҐРУНТУ НАСУХО	41
6 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ТА ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ	45
6.1 Геологічні дослідження	45
6.2 Гідрогеологічні дослідження	45
6.3 Геотехнічні дослідження	46
6.4 Дослідження родовищ будівельних матеріалів	46
7 ЗАХИСТ НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА	47
8 КОНТРОЛЬ ЗА СТАНОМ СПОРУД І ОСНОВ У ПЕРІОД БУДІВНИЦТВА І ЕКСПЛУАТАЦІЇ	53
Додаток 1 Терміни і визначення	56
Додаток 1 а Нормативні документи, на які є посилання	59
Додаток 2 Розрахунок параметрів вітрової хвилі	60
Додаток 3 Визначення крутизни хвилестійкого неукріпленого укосу гребель з піщаних ґрунтів для «профілю динамічної рівноваги»	65
Додаток 4 Конструкції і розрахунки кріплень напірних укосів земляних насипних гребель	67
Додаток 5 Проектування підземного контуру водоупорних споруд на нескельних основах	80
Додаток 6 Застосування пластмасових матеріалів для влаштування протифільтраційних елементів гідротехнічних споруд	92
Додаток 7 Розрахунок за деформаціями основ земляних гребель (дамб), які зводять на торф'яно-мулистих ґрунтах	94
Додаток 8 Склад і режим спостережень за технічним станом земляних гребель і дамб	106
Додаток 9 Класифікація нескельних ґрунтів за їх фізико-механічними властивостями	116